دليل المهندس الإنشائى

لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية

الجزء التاسع

ميكانيكا التربة وتصميم الأساسات





تصميم الأساسات السطحية والخوازيق

الأستاذ الدكتور
عبد الرحمن مجاهد أحمد
أستاذ الهندسة الإنشائية
كلية الهندسة - جامعة أسيوط

الفهرس
(INDEX)

تم بحمد الله

بسم الله الرحمن الرحيم

مقدمة عامة للكتاب

* إن تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية من الموضوعات والعلوم الأساسية التى تخص معظم المهندسين المدنيين وخاصة الإنشائيين نظراً لعلاقته بأمان المنشآت التى يتم تنفيذها ولتلافى المشكلة التى تؤرق المهنيين منهم بتصدع هذه المنشآت. لذلك فإن الهدف الأساسى من هذا الكتاب "دليل المهندس الإنشائى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية" ممثلاً فى جميع أجزائه المختلفة هو إمداد الطالب والمهندس الإنشائى بالمعلومات الشاملة والكافية ذات الصلة بهذا الموضوع، الأمر الذى يتطلب الوقوف على تفاصيل مكونات وعناصر أضلاع المثلث المقفل والتى يعزى إليها انهيار معظم المنشآت الخرسانية المسلحة ممثلة فى الضلع الأول وهو خاص بطبيعة وخواص المواد المكونة للخرسانة المسلحة من زلط ورمل وأسمنت وحديد وماء وخرسانة عادية مع مراقبة ضبط وتأكيد الجودة لمواد وأعمال الخرسانة المسلحة، الضلع الثانى وهو خاص بالسلوك الإنشائى للعناصر الخرسانية المختلفة المكونة للهيكل الإنشائى وطرق التصميم المختلفة لهذه العناصر والمعرضة لأحمال خارجية مختلفة تنتج عنها إجهادات داخلية مختلفة من إجهادات عمودية شد أو ضغط نتيجة لعزوم الانحناء أو قوى عمودية أو إجهادات قاصة نتيجة لقوى قاصة أو عزوم لىّ أو إجهادات مركبة .... إلخ، مع التفاصيل الخاصة بحديد التسليح ومتطلبات التشغيل حتى يصبح الهيكل الإنشائى آمناً وقادراً على تحمل الأحمال الواقعة والتى سوف تقع عليه مستقبلاً مع توفير معامل أمان كافى لمجابهة الكوارث الطبيعية .... إلخ وطبقاً للكود المصرى لتنفيذ وتصميم المنشآت الخرسانية، الضلع الثالث وهو يتعلق بالتنفيذ واشتراطاته حتى يمكن تلافى العيوب التى من المحتمل أن تنشأ نتيجة للقصور فى هذا البند والتى تتسبب فى تشريخ الخرسانة وقد حاول الكاتب أن يقوم بتجميع ما هو متاح ونافع لجميع المهندسين الإنشائيين من مادة علمية مناسبة وباللغة العربية مع كتابة المصطلحات العلمية باللغة الإنجليزية عن

طـريق الـترجمة مرة وتبسيط المعلومة مرة أخرى وذلك من موارد عديدة وواسعة وبقـدر المسـتطاع لتكون سهلة فى توصيلها وذلك بالتوضيح عن طريق الرسومات البيانـية والأشـكال المنشورة فى كتب وأبحاث عالمية ومحلية بجانب أمثلة لمسائل محلولة.

★ تناولت الأجزاء السابقة خواص الخرسانة ومكوناتها وطرق التصميم سواء بطـريقة المـرونة أو بالتصـميم الأقصـى والحدى للقطاعات والعناصر والمنشآت الخرسـانية المسلحة التى فوق سطح الأرض ممثلة فى الكمرات والبلاطات والأعمدة والحوائط والإطارات وكذلك التصميم اللدن للمنشآت الخرسانية المسلحة الغير محددة إنشائياً.

★ وحيـث أن أساسات المنشآت ما هى إلا العناصر الإنشائية التى تحت سطح الأرض والـتى ترتكـز علـى التربة ويجب أن تكون هذه العناصر آمنة وقادرة على تحمـل الأحمـال الواقعة عليها حالياً والتى سوف تقع عليها مستقبلاً من جراء أسوأ حالات التحميل الأمر الذى يستلزم ضرورة تقديم عرض شامل لمجال ميكانيكا التربة وعلاقـتها بتصميم الأساسات ونوعية هذه الأساسات حتى يصبح المنشأ بكامله آمناً لذلـك فـإن هذا الجزء التاسع يتضمن هذا الموضوع ويحتوى على ثلاثة أجزاء فى صـورة اثـنى عشر فصلاً رئيسياً بخلاف الملاحق والمراجع، الجزء الأول وهو من الفصـل الأول إلى الخامس وهو يختص لميكانيكا التربة وخواصها أما الجزء الثانى فيخـتص بالأساسـات وتصـميمها أمـا الجزء الثالث فهو يتعلق بالحوائط الساندة وتصميمها.

★ الفصـل الأول يخـتص بعـرض لمجال ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات شـاملاً العلاقة المتبادلة بين دراسة ميكانيكا التربة وتصميم الأساسات للمنشآت مع الإشارة إلى تكوينات التربة فى ج.م.ع، بينما يتضمن الفصل الثانى استكشاف العينات وأنـواع هـذه العيـنات والاختـبارات الحقلية والمعملية اللازمة على هذه العينات بالإضافة إلى أنواع التربة التى تسبب مشاكل فى البناء عليها.

★ أما الفصل الثالث فيحتوى على الأنظمة المختلفة لتصنيف التربة، فى حين أن الفصـل الـرابع يتـناول الخـواص الطبيعية للتربة بالتفصيل من معاملات هذه الخـواص وكيفـية تحديدهـا. بيـنما الخـواص الميكانيكية للتربة ممثلة فى توزيع

الإجهـادات فـى الـتربة وهـبوط التربة ودمكها ومقاومة القص لها وكيفية تعينها والتجارب المعملية عليها وكيفية انهيار التربة وجميع ما تعلق بالخواص الميكانيكية للتربة فقد تم سرده فى الفصل الخامس.

★ فـى الفصل السادس فقد تناول التعريف بالأساسات والأحمال الواقعة عليها وأسـس ومتطلـبات الأمـان اللازمة لتصميم الأساسات بصفة عامة وكيفية توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس وقدرة تحمل الأساسات السطحية.

★ أمـا الفصـل السابع فتناول كيفية تصميم الأساسات السطحية بصفة عامة وذلك بإسهاب شديد فى حين الفصل الثامن قدم عرضاً تفصيلياً لكيفية وطرق تصميم الأساسات الشريطية بصفة عامة والمعرضة لحالات تحميل مختلفة.

★ فى الفصل التاسع فقد تم شرح وتفصيل لتصميم أساسات القواعد المنفصلة بأشـكالها المختلفة والمعرضة لحالات تحميل مختلفة، بينما فى الفصل العاشر فتناول تصميم أساسات القواعد المشتركة وذلك بأشكالها المختلفة المربعة أو المستطيلة أو الـتى علـى شكل شبه منحرف أو الشريطية أو الكابولية مع التعرض إلى السملات الرابطة بين القواعد.

★ كمـا وأن تصـميم أساسات اللبشة أو الحصيرة بأنواعها المختلفة فقد تم عرضـه وتفصـيله بالفصـل الحـادى عشر مع كيفية تشييد وتنفيذ هذا النوع من الأساسات.

★ فـى الفصـل الثانى عشر فقد تم التعرض إلى الأساسات العميقة ممثلة فى الأساسات الخازوقية من حيث أنواع الخوازيق وكيفية تنفيذها وقدرة تحمل الخوازيق وخطـوات تصـميم قاعدة أو أساس خازوق مع الإشارة إلى متانة الخوازيق وكيفية تصـميم الخوازيـق الرأسـية والمائلة وهبوط الخوازيق وهامات الخوازيق وطرق تصميم هذه الهامات والوسادة الكابولية وسملات الهامات.

★ هـذا وتجـدر الإشـارة إلى أن الجزء الثالث الذى يتناول الحوائط الساندة بأنواعهـا وكيفـية تصـميمها والأحمال الواقعة عليها واتزانها وأمانها فقد تم ذكره بالتفصيل فى الفصل الثالث عشر.

★ ممـا هو جدير بالذكر فإن هذا الجزء بجانب الشرح العام لما تم ذكره بكل فصل فقد تم إعطاء مجموعة من الأمثلة التوضيحية لبيان أسس التصميم وأساسيات

وخطـوات الحـل وذلك فى نهاية كل فصل على حدة كما شمل هذا الجزء فى نهايته علـى مجموعة ملاحق تختص بمنحنيات التصميم الحدى للمقاومة للعناصر الإنشائية المعرضـة إلى عزوم انحناء بالإضافة إلى استكشاف وكروكيات توضح كيفية ترتيب الحديد فى الأساسات.

★ هـذا وأقـدم شكرى وأمتنانى لجميع أساتذتنا الذين أعطوا علمهم ووهبوا أنفسهم للبحث العلمى عن طريق نشر الكتب الخاصة فى هذا المجال، كما أقدم شكرى إلـى عائلـتى التى وقفت بجانبى بتشجيعى وتدعيمى لإتمام وإعداد هذه السلسلة من الأجزاء المكونة لهذا الدليل.

★ والله أسـأل أن ينفع هذا الكتاب أولادنا وزملائنا المهندسين المهتمين بهذا المجال وأن يجعله فى ميزان حسناتى إنه قريب مجيب الدعوات.

أسيوط فى مايو ٢٠٠٣

المؤلف

أ.د عبد الرحمن مجاهد أحمد

أستاذ الهندسة الإنشائية بكلية

الهندسة جامعة أسيوط

الفصل الأول
مجال ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات
SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING

١-١ مقدمة:

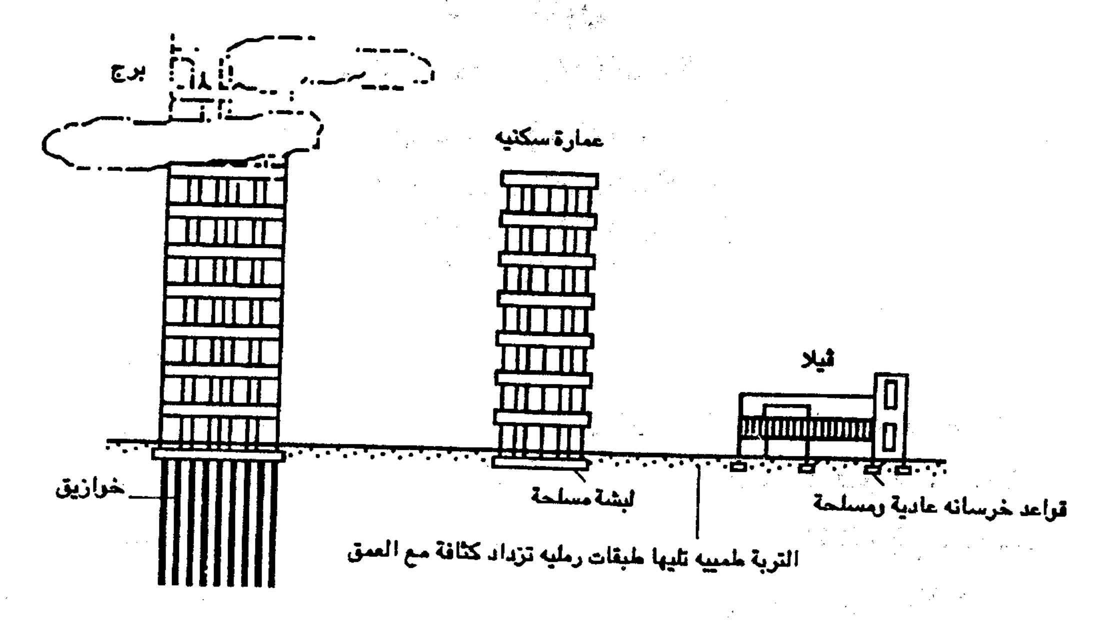
★ إن علم ميكانيكا التربة هو علم تطبيق لقوانين الميكانيكا والهيدروليكا على اتزان وحركة التربة والمياه الجوفية أما علم هندسة الأساسات فهو العلم المتعلق بدراسة اختيار طبيعة ونوع وعمق الأساسات للمنشآت المختلفة بالإضافة إلى تصميمها وصيانتها وذلك من واقع الأحمال الواقعة والتى من المحتمل أن تقع عليها مستقبلاً.

★ وحيث أن تصميم أى نوع مناسب من الأساسات يجب أن يكون آمناً وقادراً على تحمل أسوأ حالات التحميل المعرضة له هذه الأساسات بحيث يظل المنشأ المقام عليها آمناً وذلك بأقل تكلفة ممكنة. ولتحقيق ذلك يجب أولاً دراسة خواص وطبيعة ونوع التربة من جميع نواحيها وبالأخص الخواص ذات الصلة بأمان المنشأ وذلك خلال مرحلة تنفيذه وطوال عمره الافتراضى.

★ ومما هو جدير بالذكر فإن مجال ميكانيكا التربة يشمل العديد من التطبيقات والتى تستوجب ضرورة التعامل واتباع النظريات الخاصة بالتربة ومن هذه التطبيقات الشائعة ما يلى :

١ - الأساسات:

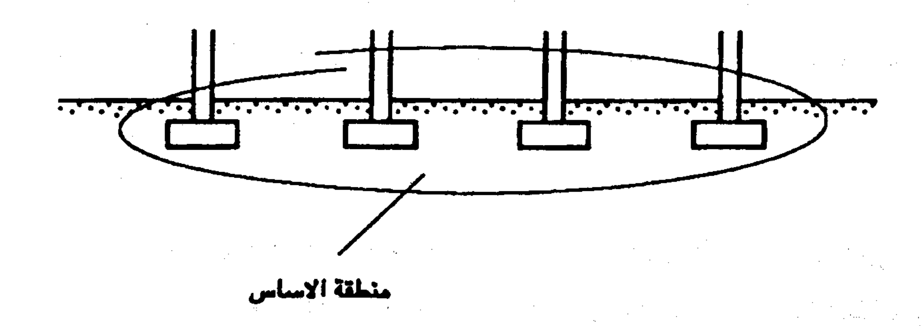
★ كما ذكرنا فإن علم الأساسات هو العلم الذى يتعلق باختيار نوع وعمق وأبعاد الأساس المناسب لكلاً من أحمال المنشأ والتربة الذى سوف يقام عليها المنشأ وذلك بأمان تام سواء للمنشأ نفسه أو المبانى المجاورة له مع أقل تكلفة ويبين الشكل (١-١) كروكى لبعض أنواع الأساسات وعمق تأسيسها حسب ثقل المبنى.



شكل (١-١) اختلاف نوع التأسيس حسب ثقل المبنى

★ هــذا وتجــدر الإشـــارة إلى أن كلمة "الأساس" تطلق وتعبر عن المنطقة التى تشمل كل من :

- جزء المبنى الذى ينقل الأحمال التى فوق سطح الأرض إلى التربة.
- منطقة التربة التى تستقبل وتتأثر بهذه الأحمال - أنظر شكل (١-٢).

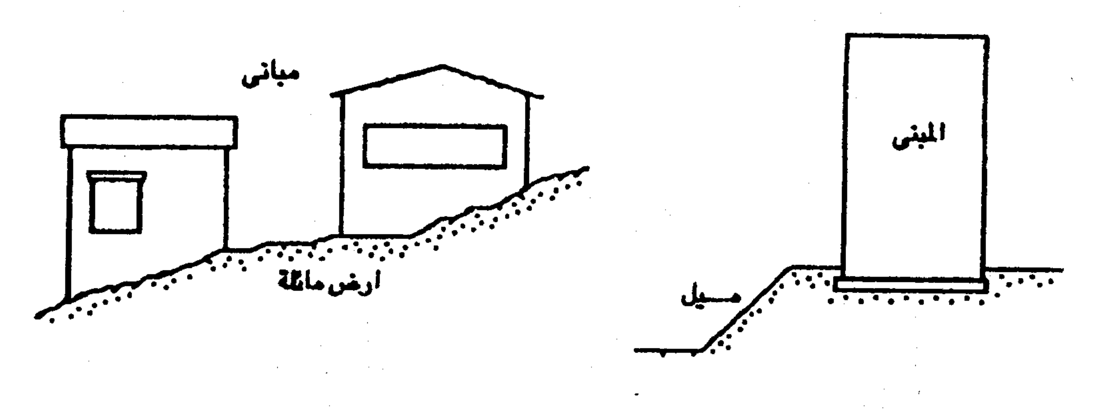


شكل (١-٢) كروكى منطقة الأساس للمنشأ

وفـــى بعــض الأحيان يكون الأساس مكوناً من جزء التربة فقط مثل أساسات الطرق أو المطـــارات والـــتى تنقل إليها الأحمال عن طريق حركة العربات واللوريات أو الطائرات عليها.

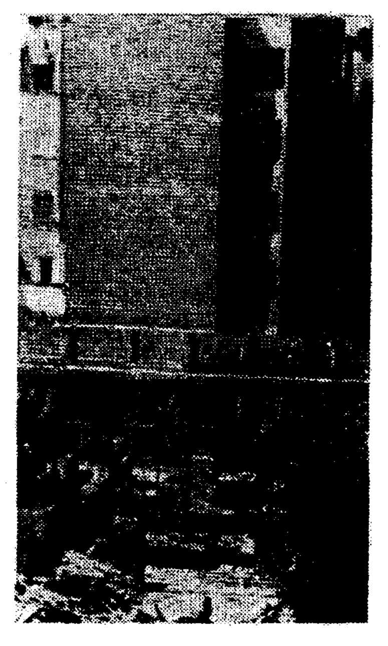
٢- الميول وسند جوانب الحفر والحوائط السياندة:

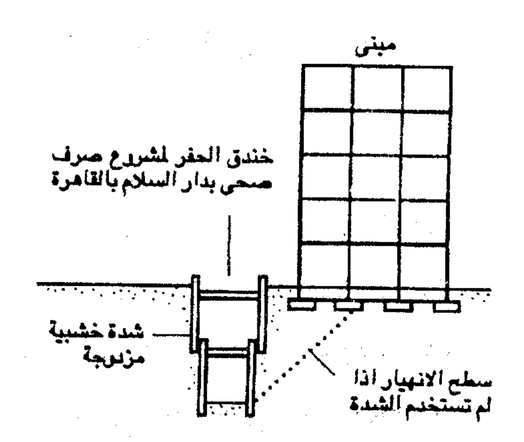
★ فى بعض الأحيان يتم الإنشاء على أرض مائلة (انحدار) وفى هذه الحالة تكون الـــتربة قابلـــة للانسياب والحركة إلى أسفل وأنها قد تستطيع الاتزان فى الوضع المائل حسب طبيعتها ودرجة تماسكها وحجم حبيباتها فإذا لم تستطع الاتزان فإنه سوف يحدث انهـــيار للمـــيل وتـــنزلق كتلة من التربة إلى أسفل مخلفة سطحاً غير منتظم ميله العام تســـتطيع الـــتربة الاتزان عليها - أنظر شكل (١-٣) الأمر الذى يتطلب ضرورة دراسة خواص واتزان ميول التربة.

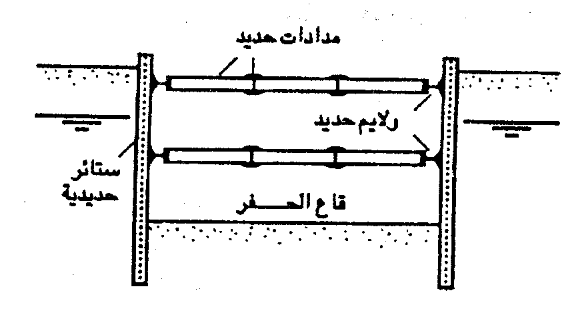


شكل (١-٣)

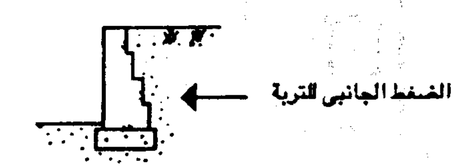
★ كمـــا وأنه يتطلب الأمر فى بعض الحالات ضرورة معرفة خواص التربة لتقدير قـــيم ضـــغوطها الجانبية كما هو والحال فى أعمال السندات الجانبية لجوانب حفر خندق لمشـــروع صـــرف أو خـــط مياه أو والحفر لأعماق كبيرة لعدم إمكانية استخدام الحفر المكشوف لأساسات عميقة وكذلك الحال فى استخدام الحوائط الساندة تحت سطح الأرض مـــن المـــبانى أو الخرسانة العادية أو والخرسانة المسلحة لتحمل الضغوط الجانبية من التربة على هذه الحوائط كما هو مبين بالشكل (١-٤).


ستاره من الخوازيق الخرسانية المسلحة

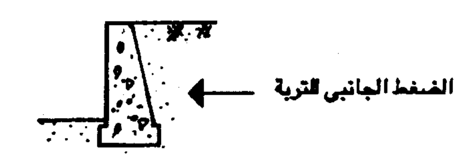




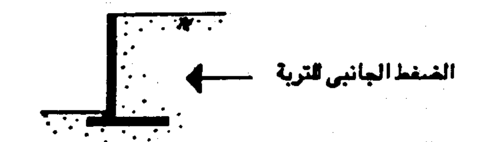
أ) السندات المؤقتة والدائمة



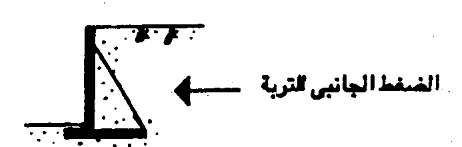
حائط من المبانى الطوب



حائط من الخرسانة العادية



حائط كابولى من الخرسانة المسلحة



حائط من الخرسانة المسلحة بتقويات

ب) الحوائط الساندة

شكل (١-٤)

١-٣ العلاقة المتبادلة بين دراسة ميكانيكا التربة وتصميم الأساسات للمنشآت:

★ لبيان هذه العلاقة فإنه لتنفيذ أى منشأ ما سواء مبنى سكنى أو إدارى أو طريق أو حائط ساند أو نفق أو ...... الخ فإن ذلك يمر بمراحل ثلاثة:

١- مرحلة الإعداد والتجهيز والدراسات الخاصة بالتخطيط والتصميم المعمارى لما هو فوق سطح الأرض من عناصر معمارية.

٢- مرحلة التصميم الإنشائى وإجراء الحسابات الإنشائية لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى لما هو فوق سطح الأرض مع تحديد نوعية وطبيعة واتجاه الأحمال التى سوف تنقل إلى التربة تحت سطح الأرض.

٣- مرحلة دراسة الخواص الطبيعية والميكانيكية للتربة بالموقع وهذه المرحلة تختص بعملية استكشاف لطبيعة التربة بالموقع الذى سوف يقام عليه المنشأ وذلك بتنفيذ جسات واستخراج عينات من طبقات التربة من إجراء بعض التجارب الحقلية بالموقع ثم إجراء الاختبارات والتجارب المعملية على العينات المستخرجة من الجسات بالمعمل وذلك بغرض تحديد خواص وقدرة تحمل طبقات التربة وتحديد نوعيتها ومعاملات التصميم اللازمة لتصميم الأساسات مثل مقاومتها ودرجة إنضغاطها تحت الأحمال وكذلك معامل الاحتكاك بين حبيباتها ومحتوى رطوبتها بجانب التعرف على منسوب المياه الجوفية بالموقع وصولاً إلى اختيار نوع الأساس مع تحديد طبيعة ونوع وعمق التأسيس وجهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس والاحتياطات الواجب اتباعها لأمان المنشأ أو أية مرافق مجاورة حسب طبيعة المنشأ المراد إنشاؤه وطبيعة وقيمة الأحمال المنقولة من المنشأ إلى التربة.

★ هذا وتجدر الإشارة بأن عمل مهندس التربة المختص بدراسة خواص وطبيعة التربة .... الخ يتطلب دراية وإلمام وذو خبرة بالتاريخ الجيولوجى للمنطقة والتراكيب الجيولوجية بوجه عام.

٤- مرحلة تصميم الأساسات وهى المرحلة التى تختص بوضع واختيار وتحديد الأبعاد المناسبة للأساسات أو زاوية ميل التربة المناسب أو قطاع سندات الحفر أو قطاع وأساسات الحوائط الساندة .... الخ وذلك بناء على كل من قيمة وطبيعة واتجاه الأحمال السابق تقديرها فى المرحلة الثانية (مرحلة الحسابات الإنشائية للمنشأ فوق سطح الأرض) وعلى قدرة تحمل التربة ومقاومتها السابق تحديدها فى المرحلة الثالثة وهى دراسة خواص وطبيعة التربة بالموقع.

١-٣ أصل تكوينات التربة فى جمهورية مصر العربية:

تتكون التربة فى جمهورية مصر العربية من ثلاثة أنواع رئيسية أصلها إما رواسب نيلية أو تربة عضوية أو تربة صحراوية وفيما يلى موجز لطبيعة هذه التربة حسب هذا التقسيم.

أ) الرواسب النيلية:

- وهى عبارة عن طبقات سطحية رسبها النيل على جانبيه من الطين والطمى أسفلها طبقة طمى أو رمل طينى أسفلها رمل ناعم إلى متوسط وبعض الزلط الرفيع.
- كما توجد الرواسب النيلية فى صورة طبقات رملية صفراء بها كتل متماسكة خشنة.
- كما توجد الرواسب النيلية الساحلية التى رسبها النيل فى البحر وهى من الطين البالغ الدقة كما هو الحال فى بعض مناطق الإسكندرية أو من الطين اللين مثل المتواجد فى مناطق شمال الدلتا وبور سعيد.
- هذا وتوجد بعض الترسيبات الطينية أعلى من مستوى ترسيب النهر على جانبيه كما هو الحال فى أسوان وذلك بسمك كبير نسبياً وهى عبارة عن تربة انتفاشية يزيد حجمها عند تعرضها للمياه، ويقل سمك هذه الترسيبات كلما اتجهنا شمالاً وتختفى تماماً ثم تظهر مرة ثانية فى بنى سويف ومناطق عديدة شرق القاهرة وتصل طاقتها الانتفاشية حداً عالياً فى حى المعادى الجديدة ومدينة العاشر من

رمضان والمناطق العالية عن مستوى سطح البحر فى السويس وأيضاً فى مناطق الطبقات العلوية الواحات الخارجة والداخلة فى الوادى الجديد.

ب) التربة العضوية:

- وهى عبارة عن ترسيب نيلى بحرى مشترك مكون من خليط من الرواسب العضوية مع الطمى أو الطين أو الرمل.
- يتواجد مثل هذا النوع من التربة حول فرعى النيل من المنصورة إلى دمياط ومن دمنهور إلى شرق الإسكندرية وأن سمك هذه الطبقات يتراوح ما بين نصف متر إلى حوالى أربعة أمتار مما يسبب مشاكل للمبانى التى أنشئت عليها نظراً لحساسية هذا النوع من التربة للهبوط.

جـ) التربة الصحراوية:

- وهذا النوع من التربة عبارة عن رمال متماسكة فى صورة تتابعات من الطمى والطين بأسماك مختلفة، ويعزى تماسك هذا النوع من التربة إلى وجود مركبات الحديد أو الطمى أو الطين أو المواد الجيرية والدولوميتية.
- مما هو جدير بالذكر فإن بعض أنواع التربة الصخرية انهيارى بطبيعته عند تعرضه للمياه والبعض الأخرى له قابلية الانتفاش.
- هذا وتجدر الإشارة ويجب التنويه إلى أنه من تكوينات التربة الصحراوية أيضاً الطين الجيرى الذى يحتوى على نسبة عالية من كربونات الكالسيوم ويطلق عليه "المارل" مثل غالبية تربة مدينة ١٥ مايو شرق حلوان ومن طبقات هذا النوع من التربة أنه شديد الصلابة مثل الحجر الجيرى وضعيف التأثر بالمياه إذا كانت نسبة كربونات الكالسيوم فيه عالية، ولكنه فى نفس الوقت قابل للتشقق والتغير الحجمى عند تعرضه للمياه إذا كانت نسبة البلورات الطينية فيه عالية وغالباً ما تتخلل طبقات الحجر الجيرى أو المارل طبقات أقل سمكاً من الطين المتحجر.

الفصل الثانى
استكشاف الموقع
SOIL EXPLORATION

٢-١ مقدمة:

★ عند تصميم أى منشأ وقبل تنفيذ أى مشروع يتطلب الأمر ضرورة عمل استكشاف للموقع وعمل الدراسات اللازمة لتحديد نوعية طبقات التربة بالموقع وخواصها المختلفة بغرض تحديد العمق الصالح للتأسيس وقدرة تحمل التربة وكثير من المعلومات التى تهم كلاً من المهندس الإنشائى المصمم للمشروع والمقاول الذى سيقوم بالتنفيذ.

★ يعتمد حجم العمل فى استكشاف الموقع على حجم وأهمية المشروع من جهة وعلى حالة الموقع والتربة ومدى التعقيد فى خواص ونوع التربة من جهة أخرى، كما يعتمد أيضاً حجم العمل على الخبرة السابقة لمنشآت مماثلة ومشيدة على تربة مشابهة ومجاورة للمشروع تحت الدراسة. وعليه فإن حجم العمل قد يقتصر على فحص بصرى لعينات تؤخذ من خنادق أو حفر مكشوفة أو من جسات بريمية وذلك فى حالة المنشآت الخفيفة والصغيرة المؤسسة على تربة معروفة الخواص أو سبق التأسيس عليها قبل ذلك، وعلى الجانب الآخر قد يمتد العمل لاستكشاف الموقع ليشمل عمل جسات عميقة ودراسات مستفيضة واختبارات معملية مفصلة وشاملة وذلك فى حالة المنشآت الخاصة وللأبراج والمنشآت الثقيلة الأحمال ولأعمال الحفر العميق كالأنفاق.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى المشروعات الكبرى يجب الرجوع إلى الخرائط الجيولوجية والمساحة الطبوغرافية للموقع بالإضافة إلى جمع البيانات عن أى أعمال حفر سابقة فى المنطقة أو أعمال تنفيذ آبار عميقة أو ترع أو مصارف قديمة قد تم ردمها حيث أن هذه المعلومات والبيانات تساهم فى تحديد أسلوب استكشاف التربة الأمثل والاقتصادى للمشروع المطلوب، أما فى المشروعات الصغيرة يجب ملاحظة المبانى القائمة بالمنطقة لمعرفة الأسلوب المتبع فى التأسيس والتكوين السائد للتربة.

٢-٢ العناصر والمعلومات المطلوبة للاستكشاف وفحص الموقع:

إن العناصر والمعلومات المطلوبة عند استكشاف أى موقع تعتمد إلى حد كبير على أهمية المشروع المراد إقامته وعلى أية حال يجب أن يشمل توفير معلومات وبيانات تختص بما يلى :

١- معلومات تختص عن نوع الأساس المطلوب للمنشأ هل هو سطحى أو عميق.
٢- معلومات تختص بخواص التربة بالموقع تمكن المهندس من تحديد قدرة تحمل التربة أو الأساس.
٣- معلومات تختص بتقدير مقدار الهبوط الكلى للأساسات حسب نوعية التربة والأساسات.
٤- معلومات تختص بمنسوب المياه الجوفية وتذبذبها.
٥- معلومات تختص بكيفية تحديد طريقة الحفر وسند جوانب الحفر وتصميم السندات وطرق نزح المياه بالموقع.
٦- معلومات تختص بالمشاكل المحتملة للمنشأ نفسه مثل الهبوط ومدى تأثير ذلك على المبانى المجاورة وتشريخها وتصدعها.
٧- معلومات تختص بمشاكل البيئة المحيطة من حيث تلوثها ..... الخ.

٢-٣ طرق استكشاف وفحص الموقع:

عموماً يتم استكشاف وفحص الموقع بعدة طرق حسب طبيعة المنشأ واتساع الموقع وعمق طبقات التربة ونوع المنشأ وأهميته وخلافه منها :

١- حفر الاختبار (الحفر المكشوف).
٢- الجسات العميقة.
٣- المحبسات.
٤- استخدام الوسائل الجيوفيزيقية.
٥- تجارب التحميل.

٢-٣-١ حفر الاختبار (الحفر المكشوف):

يتم ذلك بعمل وتنفيذ حفر بأعماق مناسبة عادة فى حدود ٥ - ٨ متر وبقطر حوالى ٨٠ - ١٠٠ سم وذلك لكشف طبقات التربة وذلك بالنسبة للمشروعات الصغيرة

مع استخراج العينات المطلوبة كل واحد متر من الحفر من جوانب الحفر. ويتوقف عمق الحفر الحقيقى على طبيعة التربة ومدى ثبات ميول الحفر وعلى منسوب المياه الجوفية مما يحد من استخدام هذه الطريقة.

٢-٣-٢ الجسات العميقة:

- تعتـبر الجسات الطريقة الأكثر انتشاراً لاستكشاف وفحص الموقع وتنفذ يدوياً أو ميكانيكـياً على أن تستخرج عينات كل واحد متر وذلك حتى عمق يتراوح ما بين ١٠ - ٢٠ متر وهـذه العيـنات إما بحالتها الطبيعية فى صورة اسطوانات يتم تشـميعها أو مفككة بواسطة البلف أو البريمة أو ما شابه ذلك وباستخدام أدوات الحفر ومعداتها اللازمة لاستخراج العينات من الجسات.
- هـذا وتجـدر الإشارة إلى أنه للأنواع المختلفة من الجس الميكانيكى يتم فحص العيـنات المقلقلة المستخرجة من الحفر أولاً بأول وتوصف ويسجل الوصف فى تقرير يكتب بالحقل يسمى التقرير الحقلى.

٢-٣-٣ المحبسات:

- تعـتمد طـريقة المحبسات فى استكشاف وفحص الموقع على دفع أو دق محبس لمسافة معينة فى التربة مع قياس المقاومة المصاحبة لذلك مع استمرار الدفع أو الـدق حـتى العمق المطلوب استكشافه أو حتى تتغلب مقاومة التربة على طاقة الدفع أو الدق، أى تحدث مناعة للتربة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لا يمكن استخدام المحبسات وحدها فقط فى استكشاف الموقـع نظـراً لعدم استخراج عينات لتحديد أنواع التربة الرئيسية فى الطبقات المخـتلفة. لذلـك مـن المعـتاد تنفيذ جسات لتحديد نوعية طبقات الأرض، مع استخدام المحبسات لمعرفة مدى انتظام هذه الطبقات وتتابعها والتغيرات المفاجئة فيها مع الامتداد الأفقى للأرض.
- توجـد أنـواع كثيرة من المحبسات تناسب الأنواع المختلفة من التربة المتوقعة أثناء الاستكشاف وفيما يلى بعض هذه الأنواع والاستخدام المناسب لها.

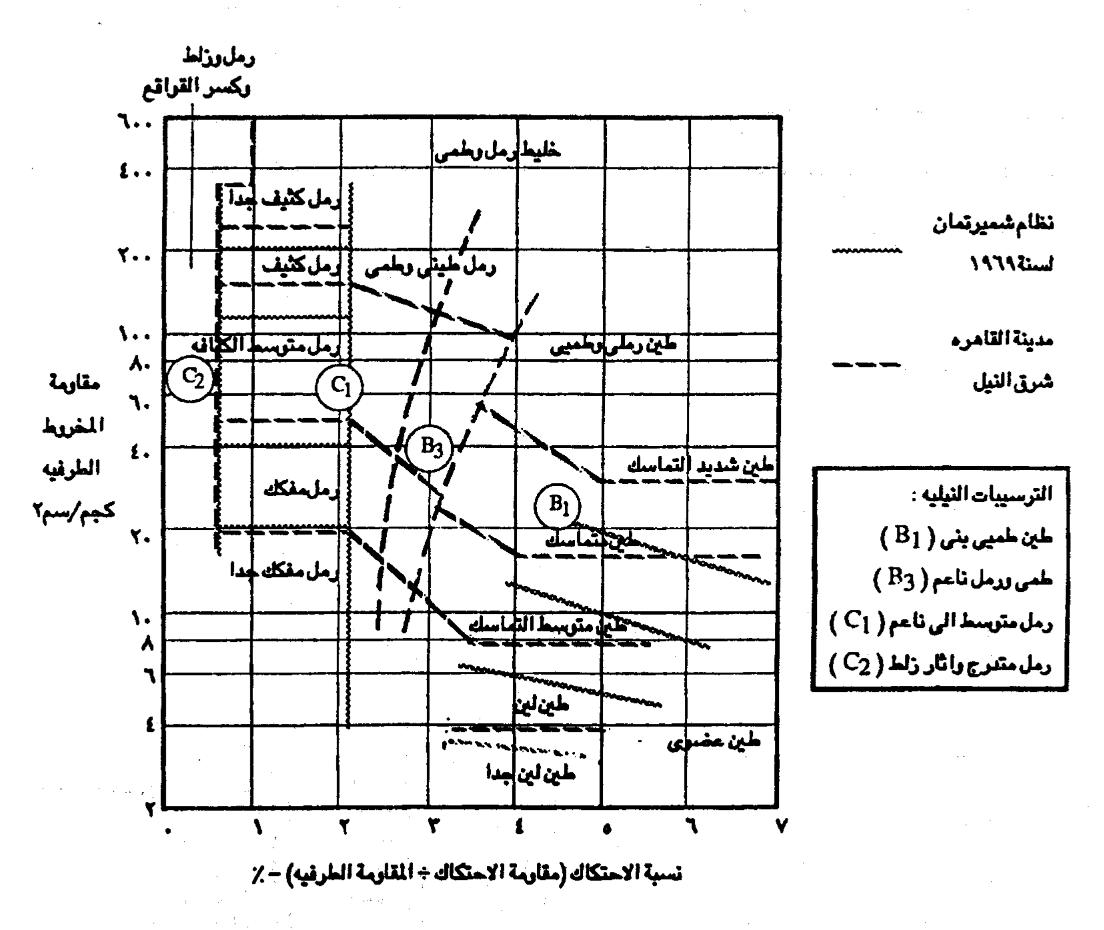
٢-٣-٣-أ- المخروط الهولندى (المخروط الإستاتيكى):

- وفـــى هذه الطريقة يتم الجس بالدفع الهيدروليكى وذلك بواسطة المخروط الهولـــندى وذلـــك لقـــياس مقاومـــة الاختراق الناشئة من الدفع الرأسى لمخـــروط مثبـــت فـــى نهاية قضبان داخل التربة المراد اختبارها أى أنه بواســطة هـــذا المخروط يتم تحديد قيمة الجهد الطرفى للمخروط (مقاومة المخروط الطرفية كجم / سم٢) ومقدار الاحتكاك (مقاومة الاحتكاك كجم / سم٢). وذلك عند أعماق مختلفة أثناء تنفيذ الجسة.
- يـــتم رسم نتائج الاختبار ممثلة فى كل من المقاومة لدفع طرف المخروط والاحـــتكاك والنســـبة بيـــنهما والـــتى تســـمى بنســـبة الاحـــتكاك $\left(\frac{\text{مقاومة الاحتكاك}}{\text{المقاومة الطرفية}} \times ١٠٠\right)$ ممثليـــن مـــع العمـــق بالمتر وذلك بالكيفية والنموذج المبين بالشكل (٢-١).

عدد الدقات N SPT — ١٠ ٢٠ ٣٠
نسبة الاحتكاك % — ٢ ٤ ٦
مقاومة المخروط الطرفيه كجم/سم٢ — ٥٠ ١٠٠ ١٥٠
مقاومة الاحتكاك كجم/سم٢ — ٢ ٤ ٦
العمق متر — ١ ٢ ٣ ٤ ٥ ٦ ٧ ٨ ٩ ١٠ ١١ ١٢ ١٣ ١٤ ١٥ ١٦ ١٧ ١٨ ١٩
منسوب المياه
القطاع
وصف التربة: ردم — طين طميى بنى داكن متماسك — رمل حرش الى متوسط — رمل متوسط — رمل ناعم — رمل متوسط — رمل حرش

شكل (٢-١) نتائج نموذجية لاختبار المخروط الهولندى مع مقارنة نتائج الاختبار القياسى فى جسة مجاورة بدلالة عدد الدقات N

- هــذا وتجــدر الإشارة إلى أنه يمكن تصنيف التربة بمعلومية نتائج اختبار المخــروط الهولــندى وذلك من خلال الأنظمة المتبعة فى هذا الشأن مثل نظــام شــميرتان (١٩٦٩) والمعدل ليلائم مدينة القاهرة والمبين بالشكل (٢-٢) وذلــك عــن طــريق معــرفة كل من نسبة الاحتكاك % ومقاومة المخروط الطرفية (كجم/سم٢).



شكل (٢-٢) تصنيف التربة حسب نتائج المخروط الهولندى

٢-٣-٣-ب *المخروط الديناميكى:*

- المخــروط الدينامــيكى هــو جهــاز خفيف صغير الحجم يتكون من رأس مخروطــية الشــكل مــن الصلب المقوى بزاوية رأس قدرها ٦٠° وبأبعاد

قياسية حسب نوع المخروط، وتتصل الرأس المخروطية بمواسير اختراق يــتراوح قطرها ما بين ٢٢ مم فى حالة الجس بالمخروط الخفيف الوزن إلى ٣٢ مم فى حالة الجس بالمخروط الثقيل الوزن.

- يــتم الــدق على المواسير والمخروط بمطرقة (وزنها ١٠ كجم فى حالة المخــروط الخفيف، ٥٠ كجم فى حالة المخروط الثقيل) وذلك بدون توقف بمعــدل ٢٠ دقة فى الدقيقة وتعد الدقات اللازمة لكى يتحرك المخروط ٢٠ ســم داخــل الــتربة وعــدد هذه الدقات يعرف بالاختراق الديناميكى (N) ويســتمر الــدق والقــياس لكــل ٥٠ سم أو عند حدوث تغير ملحوظ فى الاختراق.
- يــتم تسجيل عدد الدقات اللازمة لاختراق ٢٠ سم مع العمق وذلك عند أى تغيير فى مقاومة الاختراق أو كل ٥٠ سم. من شكل المنحنى يمكن تحديد حــدود الطــبقات وارتفاعهــا ويســتخدم هــذا المنحنى فى تحديد أطوال الخوازيق التى تنتهى فى طبقة جامدة.
- هــذا وتجدر الإشارة إلى أن هذا الجهاز استخدم أصلاً لاختبار جودة دمك الــتربة غير المتماسكة (الرملية) ويستخدم حالياً لتحديد منسوب الطبقات ومقاومــتها وكذلك خواص التربة مع العمق عند مكان وموضع الاختبار، كمــا يســتخدم فــى تصــميم الأساســات الخازوقية وحساب قوى تحمل الأساسات الطميية.
- هــذا وتجــدر الإشــارة إلى أن نتائج الاختبار تكون جنباً إلى جنب نتائج جســات يــتم تنفــيذها بالموقع فيعطى الاختبار فكرة عن مدى انتظام أو اختلاف مقاومة الطبقات.

٢-٣-٣-جـــ *<u>الاختراق القياسى:</u>*

- وهذا النوع يعتبر أشهر أنواع المجسات بالدق ويسمى اختبار الاختراق القياســى (Standard Penetration Test) ويرمــز له (S.P.T) حيــث أنه أكثر الــتجارب الحقلية استخداماً على الإطلاق وهو فى المقام الأول عبارة عن اختبار

ديناميكى حيث يتم دق الماسورة (الملعقة القياسية) (Standard Sampler) فى قاع الجسة بواسطة مندالة وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم حتى يتم اختراق التربة لمسافة ٣٠ سم عند العمق المراد فحصه.

• ويسمى عدد الدقات (N) اللازم لاختراق مسافة الـ ٣٠ سم بمقاومة الاختراق، هذا بالإضافة إلى أن الملعقة تسمح باستخراج عينات مقلقلة للتربة عند العمق المراد فحصه مما ينتج تصنيف التربة.

• هذا ويجرى تصحيح لقيمة (N) فى حالة الرمل الرفيع والطمى ولقيم (N) أكبر من ١٥ طبقاً للمعادلة التالية :

$$N_{corrected} = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \qquad \text{..........} \qquad (2\text{-}1)$$

حيث ($N_{corrected}$) هى عدد الدقات المصححة ، (N) عدد الدقات المأخوذة من الاختبار فى حالة ($N > 15$).

• يستخدم عدد الدقات (N) فى تقدير الكثافة النسبية وزاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) للتربة الرملية كذلك فى تقدير قيمة الضغط الحر (q_{un}) وقوة تماسك التربة الطينية $\left(C = \frac{q_{un}}{2}\right)$ طبقاً للجداول الخاصة بذلك الآتية جدول (٢-١)، جدول (٢-٢).

جدول (٢-١) تحديد قيمة زاوية القص (الاحتكاك الداخلى ϕ) والكثافة النسبية للتربة الرملية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

عدد الدقات (مقاومة الاختراق) (N)	زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ)	الكثافة النسبية للتربة (D_γ)
أقل من ٤,٠٠	أقل من ٢٩	مفكك جداً
٤ - ١٠	٢٩ - ٣٠	مفكك
١٠ - ٣٠	٣٠ - ٣٦	متوسط الكثافة
٣٠ - ٥٠	٣٦ - ٤١	كثيف
أكبر من ٥٠	أكبر من ٤١	كثيف جداً

جدول (٢-٢) تحديد قيمة الضغط الحر وتصنيف التربة الطينية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

عدد الدقات (مقاومة الاختراق) (N)	الضغط الحر (q_{un}) (كجم/سم٢)	تصنيف التربة وقوامها
أقل من ٢	أقل من ٠,٢٥	طين لين جداً
٢ - ٤	٠,٢٥ - ٠,٥٠	طين لين
٤ - ١٠	٠,٥٠ - ١,٠٠	طين متوسط التماسك
١٠ - ١٥	١,٠٠ - ٢,٠٠	طين متماسك
١٥ - ٣٠	٢,٠٠ - ٤,٠٠	طين شديد التماسك
أكبر من ٣٠	أكبر من ٤,٠٠	طين جامد أو صلد

• هـذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا كانت التربة فى موقع تتكون من طبقات رملـية فيمكـن استخدام نتائج اختبار (S.P.T) التى تجرى فى جسة أو مجموعة جسات بالموقع فى تحديد الجهد الصافى المسموح به لتأسيس الأساسات الضحلة باعتبار أن هبوط الأساسات سيكون ٢٥ مم كما سوف يرد فيما بعد.

٢-٣-٣-د *الطرق الجيوفيزيقية فى الاستكشاف:*

تسـتخدم هـذه الطـرق لاستكشـاف الموقـع فى المناطق المفتوحة فى المشروعات الكبيرة وهى تنقسم إلى نوعين :

الأول : يسمى المساحة الكهربية

الثانى : يسمى المساحة السيزمية

i – المساحة الكهربية:

• كما هو معروف فإن الخواص الكهربية للمواد المكونة للقشرة الأرضية، سـواء أكانت مفككة أو متماسكة تختلف اختلافاً كبيراً وبصفة عامة فإن الصخور فـيما عـدا الخامات المعدنية الفلزية يتوقف توصيلها الكهربى على عدة عوامل منها حجم الفراغات ونوع الموائع التى توجد بها. وعادة ما تؤثر هذه الاختلافات تأثـيراً كبيراً على درجة التوصيل الكهربى لهذه الصخور وبالتالى على مقاومتها

الكهربـــية. وفـــى هـــذه الحالة وبناء على ذلك تسهل عملية الكشف الجيوفيزيقى بالطـــرق الكهربـــية للأغراض الهندسية باستخدام أقطاب صناعية لقياس النشاط الكهربى للأرض.

• من أهم طرق المساحة الكهربية هى :

أ) طريقة الجهد المتساوى (Equipotential Method)

ب) طريقة المقاومة (Resistivity Method)

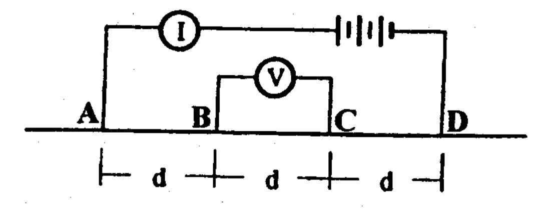
أ) *الطريقة الأولى (طريقة الجهد المتساوى):*

• حيـث فـــى الطـــريقة الأولى يمرر تيار كهربى فى التربة خلال قطبين مثبتيـــن بالأرض. فإذا كانت التربة متجانسة يكون توزيع الإجهادات الكهربية فى التربة حول القطبين متماثلاً، أما إذا احتوى تكوين الأرض على فوالق وتكوينات غـــير متجانسة فإن توزيع الإجهادات الكهربية تكون غير منتظمة وبالتالى ينشأ انحراف فى خطوط الجهد المتساوى.

• هـــذا وتجدر الإشارة إلى أن هذه الطريقة مناسبة جيداً لدراسة التكاوين الجيولوجـــية الـــتى تفصلها حدود رأسية أو شديد الانحدار وقليلاً ما تستخدم فى أعمال الهندسة المدنية.

ب) *الطريقة الثانية (طريقة المقاومة):*

• وهـــذه الطـــريقة تســـمى طريقة (فينر) حيث توضع أربعة أقطاب على مســـافات متســـاوية (d) ويمرر تيار كهربى بين القطبين الخارجيين (I) ويقاس فرق الجهد الكهربى بين القطبين الداخليين (V) - شكل (٢-٣).



شكل (٢-٣) كيفية قياس المقاومة الكهربية للتربة

ويقـــاس فـــى هـــذه الحالة مقدار المقاومة النوعية للتربة من القانون والمعادلة التالية :

$$R = \frac{2\pi d V}{I} \quad \text{ohm.cm} \quad (\text{أوم.سم}) \quad .... \quad (2\text{-}2)$$

حيث (R) : مقدار المقاومة النوعية بالأوم لكل وحدة المسافات (سم) (أوم.سم)
، (d) : المسافة بالسم بين الأقطاب الأربعة المتساوية (D , C , B , A)
، (V) : الفرق فى الجهد بالفولت بين الأقطاب المتوسطة الداخلية (B)، (C)
، (I) : شدة التيار بالأمبير المار بين الأقطاب البعيدة (A) ، (D)
، (π) : النسبة التقريبية (3.14)

وحيث أن المقاومة الكهربية $(R`) = \frac{V}{I}$ (قانون أوم)

$$\therefore \quad R` = \frac{R}{2\pi d} \quad * \quad (\text{ohm}) \quad \text{أوم} \quad .... \quad (2\text{-}3)$$

• وتســتخدم نــتائج اختــبار هذه الطريقة فى مجال الهندسة المدنية على نطــاق واســع وبنجاح كبير فى المساعدة على حل كثير من المشكلات الهندسية مــثل تعيين عمق الصخور الصلبة وكشف الجيوب الرملية والزلطية فى تكوينات الــتربة الناعمة وكذلك فى كشف التراكيب الجيولوجية تحت سطح الأرض والتى قــد تؤثــر لدرجة كبيرة على تصميم وتنفيذ المنشآت الهندسية الكبيرة كالسدود والخــزانات وتقســيم الطــبقات تحــت السطحية من الناحية الهندسية إلى تربة وصخور مفككة أو مهشمة وصخور صلبة ..... الخ.

• ويوضح الجدول (٢-٣) التالى قيم نموذجية للمقاومة الكهربية النوعية لبعض أنواع التربة والصخور بصفة عامة.

جدول (٢-٣) قيم نموذجية للمقاومة الكهربية للتربة والصخور (R)

نوع التربة	المقاومة الكهربية (أوم.متر) (R)
رمل	٥٠٠ - ١٥٠٠
طمى وطين مشبع	صفر - ١٠٠
رمل طينى	٢٠٠ - ٥٠٠
زلط	١٥٠٠ - ٤٠٠٠
صخر ضعيف	١٥٠٠ - ٢٥٠٠
صخر صلد	أكبر من ٥٠٠٠

ii – المساحة السيزمية:

• كما هو معروف فإن خواص المرونة للصخور المكونة للقشرة الأرضية تختلف اختلافاً كبيراً وللوقوف والكشف على مدى التباين والاختلاف فى هذه الخواص المرنة فإنه يتم ذلك باستخدام الطرق السيزمية.

• ينشأ عن الاختلافات فى معاملات المرونة للطبقات الصخرية انعكاسات وانكسارات للموجات السيزمية تشبه لدرجة كبيرة إنعكاس وانكسار الأشعة الضوئية عند مرورها خلال مواد مختلفة التركيب. وتستخدم أجهزة خاصة لقياس وتسجيل سرعة انتقال الموجات السيزمية فى المواد الأرضية سواء كانت تربة مفككة أو صخور صلبة. ويمكن من قياس سرعة هذه الموجات استنتاج عمق ونوع وتوزيع وتراكيب الصخور تحت السطحية.

• يستخدم فى الكشف السيزمى طريقتان هما :

i – طريقة الانعكاس   ii – طريقة الانكسار

أ) طريقة الانعكاس:

تستخدم هذه الطريقة فى حالة استكشاف الطبقات التى يزيد عمقها عن ٣٠٠ مم تحت سطح الأرض وهى أكثر استخداماً فى عمليات البحث عن البترول.

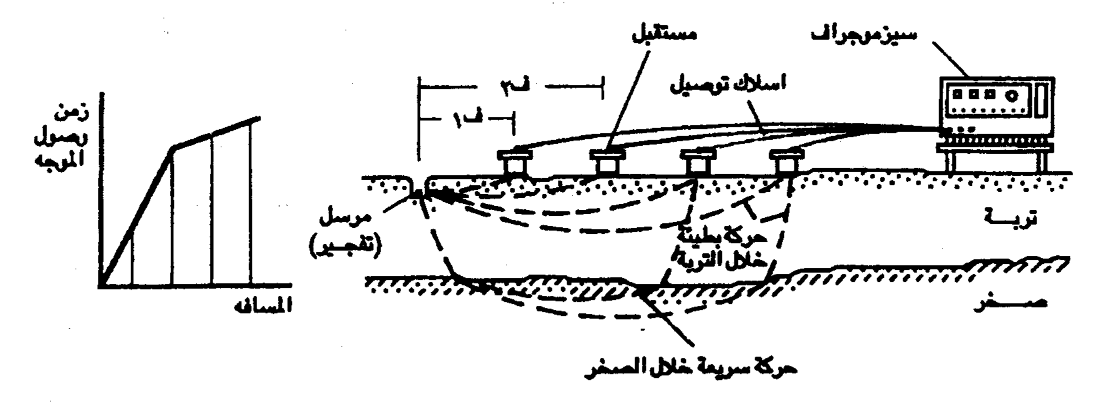
ب) طريقة الانكسار:

• تستخدم هذه الطريقة لاستكشاف الصخور التى توجد على أعماق قليلة ولهذا فإنها تعتبر من الناحية الهندسية وسيلة هامة لاستكشاف مواقع المشروعات الهندسية.

• تعتمد هذه الطريقة على تفجير كبسولة أو شحنة صغيرة من الديناميت على السطح أو بالقرب منه تسمى (نقطة التفجير) وتنطلق من نقطة التفجير هذه موجات سيزمية مرنة إلى الخارج فى جميع الاتجاهات وتنتشر فى طبقات التربة – يتم تسجيل الموجات المرتدة بواسطة أجهزة خاصة تسمى سيزومترات (كاشفات) موضوعة على مسافات متساوية على نفس خط التفجير وتكبر هذه

الموجات ثم تسجل فوتوغرافياً على فيلم متحرك مع تسجيل الفترات الزمنية على شريط بخطوط تبين الزمن بواسطة جهاز كهربى يحتوى على شوكة رنانة.

• ويبين الشكل (٢-٤) إحدى طرق المساحة السيزمية عن طريقة إحداث صدمة بواسطة مرسل مع قياس زمن وصول الموجة الناشئة عن الصدمة بواسطة مستقبل. وبتحريك المستقبل لمسافات متساوية البعد يزيد زمن وصول الموجة بانتظام، إلا إذا وصلت الموجة بعد تخللها لطبقة مختلفة فيختلف زمن وصول الموجة ويظهر ذلك فى انكسار الخط الذى يمثل العلاقة بين المسافة وزمن وصول الموجة كما هو مبين بالشكل (٢-٤) وبذلك يمكن بالتحليل العددى للعلاقة المبينة معرفة عمق الطبقات ومدى انتظامها.



شكل (٢-٤) طريقة قياس زمن وصول الموجات لمعرفة طبقات الأرض

ملحوظة:

لمزيد من التفاصيل يتم الرجوع إلى الكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات.

٣-٤ طرق الفحص بمناطق التعمير الجديدة:

إذا كان الموقع فى منطقة تعمير جديدة بحيث لا يوجد خبرة كافية اكتسبت من دراسة منشآت سابقة. فمن المفيد دراسة الموقع جيولوجياً لمعرفة تكوين التربة واحتمالات وجود طبقات متداخلة من الرمال أو الطمى أو الطين.

٣-٥ طرق الفحص بالمناطق المأهولة بالسكان:

★ يجوز فى هذه الحالة الاستفادة من الدراسات السابقة والجسات التى تكون قد أجريت فى هذه المناطق ومن دراسة سلوك المبانى المحيطة بالموقع أو على مقربة منه حتى يمكن تحديد طبيعة التربة وتقرير مدى التجاوب بين المنشأ والتربة، ويمكن التأكد من هذه المعلومات بعمل جسات تأكيدية جديدة بالموقع.

★ هذا ولا بد من الإلمام إلماماً كافياً بتاريخ الموقع من حيث استخداماته السابقة واحتمال وجود بقايا مبانى قديمة على أعماق كبيرة من السطح أو أساسات قديمة أزيلت وردمت مواقعها أو احتمال وجود ترع قديمة مردوفة أو مقابر أو خلافه.

٣-٦ توزيع واختيار أماكن الجسات وعددها:

★ يتوقف عدد الجسات وتوزيعها والمسافة بين هذه الجسات على المساحة التى سيقام عليها المنشأ وعلى أهمية المنشأ ونوع المنشأ وكذلك الغرض من الدراسة.

★ يبين الجدول (٢-٤) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة حيث يمكن الاستعانة بهذا الجدول كمرشد عام لاختيار عدد الجسات مع ضرورة الحرص فى اختيار وتحديد أماكن الجسات.

٣-٧ أعماق الجسات:

★ تتوقف أعماق الجسات على حجم ونوع المنشأ المطلوب دراسته وكذلك على الأحمال الواقعة على الأساسات وطبيعة هذه الأحمال بالإضافة إلى كيفية تتابع الطبقات الموجودة بكل موقع على حدة وخواص التربة فى هذه الطبقات.

★ يبين الجدول (٢-٥) متطلبات تحديد أعماق الجسات حيث يمكن الاستعانة بهذا الجدول للاسترشاد.

جدول (٢-٤) متطلبات تحديد عدد الجسات بالمواقع المختلفة طبقاً للكود المصرى

مناطق البحث	تخطيط الجسات
المواقع العمرانية الجديدة	تخطط الجسات المبدئية فى المناطق الغير مستوية بحيث تبعد عن بعضها مسافات بين ٦٠ و ١٥٠ متر ويجب أن تكون المساحة المحصورة بين أى أربعة جسات حوالى ١٠% من المساحة الكلية وفى حالة الأبحاث التفصيلية يزاد عدد الجسات للحصول على قطاعات جيولوجية دقيقة أما فى المناطق المستوية أو ذات الميل البسيط فيمكن توزيع الجسات على شبكة من ٣٠٠ × ٣٠٠ متر إلى ٤٠٠ × ٤٠٠ متر.
المواقع المحتوية على طبقات رخوة قابلة للإنضغاط	المسافة بين الجسات من ٣٠ إلى ٦٠ متر عند أماكن المنشآت المحتملة وتضاف جسات عند المنشآت بعد تحديد أماكن هذه المنشآت.
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	يتم اختيار الجسات بحيث تبعد عن بعضها من ١٥ إلى ٢٠ متر فى كلا الاتجاهين وبحيث يمكن تحديد قطاع جيولوجى دقيق على مسار أساسات المنشأ.
المنشآت الخفيفة وذات المساحات الكبيرة مثل المخازن	يتم اختيار أربع جسات على الأقل عند أركان المنشآت بالإضافة إلى جسات داخلية عند أماكن الأساسات المحتملة وبحيث تكون كافية لتحديد قطاع التربة. بحيث لا تقل عدد الجسات عن جسة لكل ١٠٠٠ متر مسطح.
السدود وخزانات المياه	يتم اختيار الجسات بحيث تكون المسافة بينها فى حدود من ٦٠ إلى ١٠٠ متر فى مناطق الأساسات وتقل المسافة بين الجسات عند خط منتصف المنشأ وتصبح حوالى ٣٠ متر، وتوزع الجسات عند مناطق التحميل والدعامات ومخارج المياه.
الحد الأدنى للجسات	يمكن عمل جسة كل ٣٠٠ متر مسطح بحيث لا تقل عن جستين لكل موقع.

جدول (٢-٥) متطلبات تحديد أعماق الجسات طبقاً للكود المصرى

مناطق البحث	أعماق الجسات
المنشآت الكبرى وذات الأساسات السطحية المتقاربة	تتحدد أعماق الجسات بحيث تصل إلى العمق الذى يصبح عنده الزيادة فى الإجهاد الرأسى الناتج من المنشآت أقل من ١٠% من وزن عمود التربة المؤثر. وعموماً فلا بد من ألا يقل عمق الجسات عن ١٠ متر إلا فى حالة ظهور الصخر على أعماق سطحية وضمان استمراره.
الأساسات المنفصلة	تحدد أعماق الجسات بحيث تمتد أعماق تلك الجسات إلى أن يقل الإجهاد الرأسى داخل التربة عن ١٠% من قيمة إجهاد التأسيس. ويجب ألا يقل أعماق الجسات عن ١٠ متر من أقل منسوب بالموقع إلا إذا ظهرت طبقات صخرية عند أعماق سطحية فيتم النزول فى طبقات الصخر المتجانسة لعمق ٣ متر مع ضرورة التأكد من وجود فجوات أو تشققات داخل هذه الطبقات الصخرية من عدمه.
الحوائط الطولية والأرصفة	يتم تعميق الجسات من ٠,٧٥ إلى ١,٥ مرة الارتفاع الحر من الحائط أعمق من منسوب الأرض أمام الحائط وعندما تدل طبقات التربة على ضرورة دراسة الاتزان العميق فلا بد من الوصول ببعض الجسات إلى الطبقات اللازمة لإتمام الدراسة.
دراسة اتزان الميول	لا بد من النزول بأعماق الجسات إلى مستوى أقل من مستوى سطح الانهيار المحتمل وحتى الوصول إلى الطبقات الصلبة أو الوصول إلى الأعماق التى لا يمكن حدوث انهيار عندها.
الحفر العميق	يجب النزول بالجسات إلى عمق (٣/٤ ← ١) إلى مرة عرض الحفر المسنود أو المفتوح وفى حالة إذا ما كان قاع الحفر أعلى من منسوب المياه الأرضية وفى تربة متزنة فيمكن الوصول بأعماق الجسات من ١,٥ إلى ٢,٥ متر أعمق من منسوب قاع الحفرة على الأقل. وفى حالة إذا ما كان منسوب قاع الحفر أوطى من منسوب المياه الأرضية فلا بد من الوصول إلى نهاية الطبقات المنفذة للماء.
الجسور	يجب تحديد أعماق الجسات بحيث تزيد من نصف إلى مرة وربع الطول الأفقى لأسطح الميول فى الطبقات المتجانسة. وفى حالة ظهور الطبقات الرخوة فلا بد من الوصول إلى الطبقات الصلبة.
السدود وخزانات المياه	يجب الوصول بأعماق الجسات إلى نصف عرض قاع السدود الترابية أو من مرة إلى مرة ونصف ارتفاع السدود الخرسانية فى الطبقات المتجانسة. ويمكن إنهاء الجسات بعد اختراق الطبقات الغير منفذة للماء مسافة من ٣ إلى ٦ متر إذا استمرت هذه الطبقات بأعماق كبيرة.

ملحوظات هامة على تحديد عدد وأعماق الجسات:

i- لا بد من النزول بالجسات لأعماق تزيد عن أعماق الطبقات غير الصالحة للتأسيس مثل طبقات الردم غير المنضغطة أو المواد العضوية أو المواد الرخوة أو الرمال المفككة، وحتى تصل الجسات بأعماقها إلى الطبقات التى تتحمل الإجهادات المناسبة والتى لا يسبب تضاغطها أية مشكلات هندسية أو إنشائية.

ii- من الضرورى النزول بالجسات إلى الأعماق التى يصبح عندها الإجهاد الناتج من المنشآت صغير للدرجة التى لا يحدث انضغاط أو هبوط ملحوظ للمنشأ وذلك إذا كانت التربة المتضاغطة تبدأ من السطح.

iii- فى حالة الوصول للطبقات الصخرية فيلزم النزول بجسة أو جستين إلى مسافة ١,٥ متر فى الصخر الجيد على الأقل.

iv- فى مناطق الحجر الجيرى المحتوية على شقوق أو قنوات فلا بد من زيادة الجسات مع بحث مدى تخلل تلك الشقوق أو القنوات.

v- فى المناطق الغير معروف طبيعتها مسبقاً فلا بد من الوصول بجسة واحدة على الأقل إلى عمق كبير بحيث يتم اختراق الطبقة اللازمة للدراسة والتأكد من عدم وجود أية ظروف غير عادية على أعماق كبيرة.

vi- يجب أخذ عينات كل ١,٥ متر على الأكثر أو عند تغيير طبقات التربة ويكون عدد العينات الغير مقلقلة فى حدود ١٠% من عدد العينات أو طبقاً لعدد الطبقات المختلفة فى الجسة.

vii- فى حالة الأساسات الخازوقية من المفضل أن يستمر الفحص فى عدد من النقاط حتى عمق لا يقل عن ١٠ م أسفل كعوب الخوازيق على أنه فى المبانى العالية فلا بد من تعميق جسة واحدة على الأقل حتى عمق ٢٠ - ٣٠ متر أسفل قاع الخوازيق.

٨-٣ عينات التربة المستخرجة من الجسات:

تنقسم عينات التربة المستخرجة من الجسات لزوم فحصها واختبارها وتصنيف التربة عليها إلى نوعين رئيسيين هما :

١- عينات تمثل التربة بحالتها الطبيعية (عينات غير مقلقلة).

٢- عينات تمثل التربة بغير حالتها الطبيعية (عينات مقلقلة).

٢-٨-١ العينات الغير مقلقلة:

٢-٨-١-أ في حالة التربة الطينية والمتماسكة:

• يمكن استخراج هذا النوع من العينات عموماً من التربة الطينية (أو المختلطة بالطمى أو الرمل) سواء من حفر الكشف أو من الجسات. وفى هذه الحالة يجب أن تكون العينة بحجم كافى لإجراء كل التجارب المعملية عليها ويلزم الحرص فى استخراج العينة من الأنبوبة (فى حالة الجسات) وفى نقلها حتى تحتفظ بحالتها الطبيعية بقدر الإمكان، ومن الضرورى أن تحتفظ العينة بنسبة المياه الطبيعية فيها إذ أن هذا النسبة لها أثر كبير فى تقدير خواص التربة الطينية فى الإنضغاط والتصلب والقص.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا ما كانت التربة الطينية من النوع شديد الحساسية أو كانت بالغة الليونة فلا يمكن عملياً استخراج عينات بحالتها الطبيعية وبالأخص من الأعماق الكبيرة نسبياً، ولتقدير الخواص الميكانيكية لهذه التربة (كالقص مثلاً) يجوز استخدام التجارب التى تجرى فى الموقع كتجربة المروحة (Vane Test) أو تجارب الاختراق.

٢-٨-١-ب في حالة التربة الرملية:

• إذا كان الفحص أعلى من مستوى المياه الجوفية أمكن استخراج عينات بحالتها الطبيعية إذا استعملت حفر مكشوفة.

• هذا ولا يمكن استخراج مثل هذه النوعية من التربة من منسوب أسفل مستوى المياه الجوفية.

• ولمعرفة الخواص الميكانيكية لمثل هذه الطبقات الرملية يستحسن عمل تجارب الاختراق العميق وهى تغنى فى أغلب الأحيان عن استخراج عينات بحالتها الطبيعية.

• هــذا وتجــدر الإشــارة إلى أنه عند أخذ عينات بحالتها الطبيعية يجب ترقــيمها وتحديــد أعماقها بكل دقة مع ذكر وصف تقريبى لها من واقع الفحص البصــرى قــبل تغلــيفها بطــبقة سميكة من الشمع وذلك لحين إجراء التجارب المعملية عليها.

٢-٨-٢ العينات المقلقلة:

تســتخرج هــذه العيــنات من حفر الكشف أو من داخل ماسورة الجس بواسطة بريمة أو بلف أو غير ذلك وتستخدم هذه العينات فى الفحص البصرى للتربة أو لإجراء بعض التجارب المعملية عليها (حدود أتربرج) أو نسبة المياه فى حالة التربة الطينية أو لتقدير التدرج الحبيبى للتربة الرملية أو لقياس الكثافة أو الوزن النوعى.

٢-٩ الاختبارات المعملية:

إن الاختبارات المعملية التى يجب إجراؤها على العينات المستخرجة تتوقف على طبيعة ونوع التربة المستخرجة وأهم هذه الاختبارات هى :

٢-٩-١ فى حالة التربة الطينية:

١- تحديد نسبة المياه الطبيعية بالتربة.
٢- تعيين حدود أتربرج وعلى وجه الخصوص حد السيولة وحد اللدونة.
٣- اختبار القص أو اختبار الضغط الحر (غير المحاط) تبعاً لطبيعة المنشأ.
٤- اختبار التصلب (الإنضغاط).

٢-٩-٢ فى حالة التربة الرملية:

١- إيجاد التدرج الحبيبى.
٢- تحديد الكثافة النسبية.
٣- تحديد زاوية الاحتكاك الطبيعى.

٢-١٠ الاختبارات الحقلية أو الميدانية:

من أهم هذه التجارب ما يلى :

١- تجربة القص بالمروحة وتستعمل فى حالة التربة المتماسكة.
٢- تجارب الاختراق الإستاتيكى والديناميكى بالمخروط.
٣- تجربة الاختراق القياسية.
٤- تجارب التحميل وتختلف طرق إجرائها وفقاً لنوع الأساس المقترح وطبيعة التربة.

٣-١١ طبقات التأسيس:

٢-١١-١ ملخص لأنواع التربة:

أ) *تربة مفتتة:*

ويقصد بها تلك المواد المفتتة من سطح القشرة الأرضية، وهى إما أن تكون متماسكة أو غير متماسكة ويمكن تقسيمها إلى الأنواع التالية :

- *تربة طبيعية التكوين:*
  ١- ركام.
  ٢- تربة غير متماسكة.
  ٣- تربة متماسكة.
  ٤- تربة عصوية.
- *تربة صناعية التكوين:*
  وهى الردم.

ب) *تربة غير مفتتة:*

وهى الصخور ذات التكوين الصلب المستمر.

٢-١١-٢ الركام:

وهو أجزاء انفصلت من الصخر الأصلى ونقلت من مكانها بواسطة عوامل التعرية المختلفة لتكون جزءاً من القشرة الأرضية فى الموقع الذى استقرت فيه وهو إما أن يكون مختلطاً ببقية أنواع التربة الأدق حجماً أو يغطى بمفرده بعض المواقع مثل سفوح الجبال. وتتراوح أبعاده بين ١٦ سم و ٢٠ سم وتسمى الأحجار التى أبعادها من ٢٠ سم رجاما أو جلمودا.

٢-١١-٣ التربة غير المتماسكة:

٢-١١-٣-١ *مقدمة:*

• وهى تشمل الزلط والرمل أو أى خليط منهما، ولا يوجد بين حبيبات هذه التربة أى تماسك إلا فى ظروف خاصة ووقتية، وحتى فى مثل هذه الظروف لا يجوز الاعتماد على مثل هذا التماسك فى مقاومة هذه التربة إذ أن الأصل فى مقاومة هذا النوع من التربة يرجع إلى الاحتكاك الداخلى بين الحبيبات. وخصائص هذه التربة فى مقاومة القص أو التصلد ترتبط ارتباطاً وثيقاً بكثافتها أو بمعنى آخر بنسبة الفراغات الموجودة بين الحبيبات، وتتراوح زاوية الاحتكاك الداخلى غالباً بين ٢٩° ، ٤٦° تبعاً لمقدار المسامية التى يتراوح بين ٤٦% و ٣٠ %، وتتراوح كثافة هذه التربة وهى فى حالتها الطبيعية بين ١,٤٥ طن/م٣ و ١,٩٠ طن/م٣.

• وتقسم مكونات هذه التربة تبعاً للقطر التقريبى لحبيباتها على الوجه التالى:

(أ) الزلط :

زلط حرش من ٦٠ مم إلى ٢٠ مم.
زلط متوسط من ٢٠ مم إلى ٦ مم.
زلط ناعم من ٦ مم إلى ٢ مم.

(ب) الرمل :

رمل حرش من ٢ مم إلى ٠,٦ مم.
رمل متوسط من ٠,٦ مم إلى ٠,٢ مم.
رمل ناعم من ٠,٢ مم إلى ٠,٠٦ مم.

• وقد اتبع فى هذا التقسيم التدرج فى أبعاد الحبيبات حتى الحد الأدنى وهو الرمل الناعم الذى يمكن تمييز حبيباته بالعين المجردة - أما التربة التى تقل حبيباتها عن حد التميز بالعين المجردة، فهى التربة دقيقة الحبيبات وهى فى الأغلب تربة متماسكة كما سيأتى فيما بعد.

٢-١١-٣-٢ أنـــواع الـــتربة غـــير المتماسكة من حيث قدرتها على مقاومة أحمال الأساسات:

يمكن تقسيمها من هذه الناحية على الوجه التالى :

(أ) *رمل كثيف فى حالته الطبيعية (متدرج الحبيبات) أو رمل كثيف مختلط بالزلط:*

ويتوفر فى هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق عالية (سواء الاختراق الديناميكى أو الإستاتيكى).
- قـــدرة تحمل عالية مع هبوط بسيط (طالما كان محتفظاً بكثافته العالية التى قد تتأثر بتحركات التربة الجانبية نتيجة لأعمال الحفر أو خلخلة التربة أثر سحب تصرفات عالية من المياه الجوفية بسرعة كبيرة).
- كثافة جافة من ١,٧٥ إلى ١,٩ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلى من ٤٠° إلى ٤٦°.

(ب) *رمـــل قلـــيل الكـــثافة فى حالته الطبيعية أو رمل قليل الكثافة مختلط بالزلط:*

ويتوفر فى هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق متوسطة أو أقل من المتوسط.
- قـــدرة تحمـــل متوسطة، ويحتمل فى هذه الحالة الهبوط تحت تأثير أحمال الأساس إذا قلت الكثافة. ويمكن تقدير الهبوط من نتائج تجارب التحميل.
- كثافة جافة من ١,٦٠ إلى ١,٧٥ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلى من ٣٥° إلى ٤٠°.

(جـ) *رمل كثيف فى حالته الطبيعية منتظم الحبيبات:*

ويتوفر فى هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق بين متوسطة وعالية.
- قـــدرة تحمـــل متوسطة مع هبوط بسيط ما لم تتخلخل التربة نتيجة لسحب المياه الجوفية بسرعة عالية وبالأخص فى الرمل الناعم.

- كثافة جافة من ١,٦٠ إلى ١,٧٥ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلى من ٣٥ْ إلى ٤٠ْ.

(د) *<u>رمل قليل الكثافة فى حالته الطبيعية منتظم الحبيبات:</u>*

ويتوفر فى هذا النوع الخواص التالية :

- مقاومة اختراق ضئيلة.
- قدرة تحمل ضئيلة مع هبوط كبير، وتتأثر كل من قدرة التحمل والهبوط بتحركات التربة الجانبية نتيجة لأعمال الحفر وخلخلة التربة والاهتزازات، ولا ينصح فى هذه الحالة بالتأسيس على قواعد منعزلة حتى ولو منع تحرك التربة جانبياً (بدق ستائر لوحية حول الموقع مثلاً) بل ينصح باستعمال أساس منبسط (لبشة).
- كثافة جافة من ١,٤٥ إلى ١,٦٠ طن للمتر المكعب.
- زاوية احتكاك داخلى من ٣٠ْ إلى ٣٢ْ.

وإذا قلت الكثافة الجافة عن ١,٤٥ طن للمتر المكعب يلزم دمك هذه التربة، وعندئذ يمكن التأسيس عليها سواء بالقواعد المنعزلة أو باللبشة، إذ تزيد كثافتها فى هذه الحالة إلى الحد الذى يسمح بذلك.

وعلى سبيل الاسترشاد يبين جدول (٢-٦) الكثافة لكافة أنواع الرمال حسب عدد الدقات لجهاز الاختراق القياسى الديناميكى.

جدول (٢-٦) - كثافة الرمل (وفقاً لنتائج جهاز الاختراق القياسى الديناميكى)

عدد الدقات	الكثافة
لغاية ٤	رمل سائب جداً
أكثر من ٤ إلى ١٠	رمل سائب
أكثر من ١٠ إلى ٢٠	رمل متوسط
أكثر من ٢٠ إلى ٥٠	رمل كثيف
أكثر من ٥٠	رمل كثيف جداً

٢-١١-٤ التربة المتماسكة:

★ يقل قطر حبيبات هذه التربة عن ٠,٠٦ مم ولا يمكن رؤية هذه الحبيبات بالعين المجردة. وتقل النفاذية كثيراً فى هذا النوع من التربة عنها فى التربة غير المتماسكة فى حالة التشبع بالمياه، وتتعرض التربة للهبوط البطىء إذا تعرضت لإجهادات فى حدود قدرتها. ويتوقف معدل الهبوط والزمن الذى يستغرقه لكى تستقر التربة عند هبوط معين على معامل النفاذية وتخانة الطبقة وظروف صرفها بالإضافة إلى التكوين المعدنى لحبيبات التربة.

★ ويمكن تقسيم هذا النوع من التربة على الوجه التالى :

(أ) الطمى:

تربة تتراوح أبعاد حبيباتها بين ٠,٠٦ مم ، ٠,٠٠٢ مم وتقل أو تنعدم فيها خاصية اللدونة، كما يسهل تفتيتها باليد فى حالة الجفاف، وإذا حركت كرة من الطمى المشبع بالماء حركة سريعة فى راحة اليد ظهر الماء على سطحها، وإذا تعرضت بعد لأى ضغط خارجى بسيط اختفى الماء من السطح. وإذا دمكت بأصابع اليد فإن المتخلف على الأصابع لا يكاد يذكر.

وغالباً ما يكون الطمى مختلطاً بنسبة من الرمال، وتوجد طبقات من الطمى الخالص أغلبها سوداء وقد تكون بنية اللون.

(ب) الطفل:

تربة من الطمى المختلط بنسبة من الرمل مع نسبة أخرى من الجير – وهى شديدة التماسك فى حالة الجفاف سريعة التفكك إذا لامست الماء.

(جـ) الطين:

تربة تقل أبعاد حبيباتها عن ٠,٠٠٢ ملليمتر وهذه الحبيبات فى الغالب عبارة عن رقائق دقيقة. وفى حالة وجود الماء تتولد قوى تجاذب بين مجموعات الرقائق، الأمر الذى يكسب التربة خاصية التماسك واللدونة (قابلية التشكيل).

وتــترك الطيــنة أثــراً إذا ما دمكت بين أصابع اليد، ولا ينمحى هذا الأثر بسهولة.

وفـــى حالـــة الجفاف تكون التربة الطينية صلدة بدرجة قريبة من صلادة الأحجار. ويتوقف قوام التربة الطينية الطبيعية على نسبة الماء بها، وتتوقف هذه النســبة بدورهـــا على الضغوط التى تكون التربة قد تعرضت لها وكذلك التكوين المعدنى لحبيباتها.

ولا توجد التربة الطينية فى حالة صافية (أى كل الحبيبات أقل من ٠,٠٠٢ ملليمتر) إلا فى حالات قليلة، ويغلب أن تختلط التربة الطينية بنسبة من الطمى أو الــرمل أو كليهما، على أنه إذا زادت نسبة الطين فى تربة ما على ١٥ - ٢٠% مــن الــوزن الجاف كان ذلك كفيلاً بأن يضفى هذه التربة خواص الطين من دعم وقص وغير ذلك.

ويخــتلف لــون التربة الطينية بين الأسود والبنى والرمادى والأصفر كما يــتفاوت قوامهـــا الطبــيعى تفاوتـــاً كبيراً، ويقرر قوام التربة مدى قدرة تحملها وسلوكها تحت أحمال الأساس (سواء فى الهبوط أو فى التحركات الجانبية).

ويجوز تقسيم التربة الطينية إلى الأنواع المبينة بالجدول (٢-٧).

جدول (٢-٧) - أنواع التربة الطينية

نوع التربة	قوة الضغط غير المحاط للعينة غير المحبوسة كجم/سم٢	طريقة التمييز
طينية شديدة الليونة	لغاية ٠,٢٥	يســهل غــز ســيخ مــن الحديد فى الطينة وتتسرب من بين الأصابع إذا عصرت باليد
طينية لينة	أكبر من ٠,٢٥ إلى ٠,٥٠	تشكل بأصابع اليد
طينية متوسطة التماسك	أكبر من ٠,٥٠ إلى ١,٠٠	يصعب تشكلها بالضغط بين الأصابع
طينية متماسكة	أكبر من ١,٠٠ إلى ٢,٠٠	مستحيل تشكيلها بالضغط بين الأصابع
طينية شديدة التماسك	أكبر من ٢,٠٠ إلى ٤,٠٠	
طينية صلدة	أكبر من ٤,٠٠	

(د) طين غروى:

تــربة طينــية بحرية ترسبت فى الغالب فى مياه مالحة وتوجد بها بعض الأصداف ولها الخواص التالية:

- حبيباتها متناهية فى الدقة (أقل من ٠,٠٠٠٢ ملليمتر).
- شديدة الحساسية إذ تقل قوتها كثيراً عند إعادة التشكيل.
- نسبة المياه بها فى حالتها الطبيعية عالية.

(هـ) طين مدعم:

- تــربة بهــا بعض التماسك وتوجد غالباً بين طبقات الطين والرمل، ونسبة الماء بها فى حالتها الطبيعية متوسطة.

٢-١١-٥ التربة العضوية:

★ تــربة تحتوى على نسبة كبيرة من بقايا متليفة أو إسفنجية التكوين تحللت فى الغالــب فــى موقعها ويمكن تمييزها بالنظر والرائحة، وقد تحتوى التربة العضوية على نسب مختلفة من الرمل الناعم أو الطين، وقد تكون التربة العضوية فى حالتها الطبيعية رخــوة جــداً وقد تكون مدمجة إلا أن نسبة الماء بها فى كل الحالات تكون عالية جداً، وهــذا يؤدى لتعرضها لهبوط كبير ناشئ عن تحللها أو عن إنضغاطها تحت تأثير ضغط بسيط أو انخفاض منسوب المياه الأرضية.

★ ويتضــح ضرورة اختراق طبقات التربة العضوية أو التخلص منها إما الإزاحة أو بالإزالــة وذلك للتأسيس على تربة أعمق تكون أصلح لتلقى جهود التحميل إذا كانت التربة العضوية ستتعرض لإجهادات تفوق قدرتها.

★ وقــد توجد التربة العضوية على هيئة جيوب متفاوتة السعة والتخانة والعمق مما يحتم عمل دراسات مستفيضة لمثل هذه الحالة.

٢-١١-٦ الردم:

★ يقصد به الطبقات التى كونتها يد الإنسان.

* ويدخل في حكم الردم ناتج الكراكات الذى يكون في هذه الحالة متجانساً إلى حد كبير بل ويشبه التربة الطبيعية، وتتوقف قدرة تحمله وإنضغاطه كثيراً على تاريخ تكوينه - على أنه من الممكن تحسين خواص الردم بالكراكات سواء بالتثبيت على طبقات رقيقة مدموكة جيداً أو بالتصلب الصناعى بواسطة أعمدة رملية رأسية.

* كما يدخل في حكم الردم أيضاً ذلك الجزء العلوى من التربة المعرض للزراعة وجذور النباتات ولذا يحسن تحاشيه عند التأسيس.

* ويفضل عدم التأسيس على أرض مردومة، غير أنه يمكن التأسيس عليها بعد إجراء الاختبارات والدراسات اللازمة لتقدير قوة تحملها على أن تكون خالية تماماً من أى مواد كيميائية تضر بالأساس.

* أما طبقات الردم المحتوية على مخلفات منزلية مثل القمامة وخلافها، فهى أرض لا تصلح للتأسيس عليها لاحتوائها على نسبة عالية من المواد العضوية النباتية والحيوانية الضارة بالأساس علاوة على احتمال حدوث نسبة هبوط عالية نتيجة التحلل والضغط.

٢-١١-٧ التربة محسنة الخواص:

تربة طبيعية حسنت خواصها الميكانيكية والطبيعية، وتتم عملية تحسين الخواص إما بإضافة مواد طبيعية أو كيميائية أو بطرق أخرى كالاهتزازات في حالة التربة الرملية قليلة الكثافة أو بالتصلب السريع باستخدام أعمدة رملية رأسية في حالة التربة الطينية اللينة مثلاً.

٢-١٢ تسميات دارجة لبعض تكوينات التربة في مصر:

٢-١٢-١ الباجة:

* هذه التربة عبارة عن تربة نيلية سوداء طينية طمية رملية جافة لحد كبير وتوجد على جانبى النيل من النوبة وحتى مدينة نجع حمادى وإن كان سمكها الكبير (حوالى عشرة أمتار) يوجد في محافظة أسوان حتى كوم أمبو.

* وهذه التربة لها خاصية انتفاش عالية.

★ وهـناك تكويـنات جيولوجية أخرى لها خواص إنتفاشية فى الجنوب وتعرف باسم الطين الأسوانى وهى ليست نيلية التكوين وتعرف أحياناً باسم "الباجة".

٢-١٢-٢ الحيبه:

تكويـن طينى كاولينى فى الغالب ينتمى إلى مجموعة الطين الصفائحى الإسناوى ويستخدم أحياناً فى لياسات المبانى وبالطبع فى بعض الفخاريات.

٢-١٢-٣ الطفلة:

اصـطلاح غـير علمـى لحد كبير وإن كان المقصود به ترجمة لكلمة "Loam" ونظراً لكثرة استخدامه فإننا نورد هنا تعريفاً علمياً كالآتى :

"تـربة مكونـة مـن خليط من الطين والرمل والطمى فى حالة جافة متماسكة وشديدة التحمل فى حالة الجفاف التى غالباً ما توجد عليها - ولكنها تتضاغط بسهولة مع مرور المـياه بهـا" وهـى مع ذلك لا تخرج فى تصنيفها عن أن يصير تنسيبها إلى المكونات الأساسـية لها ويلزم لذلك تصنيفها طبقاً لذلك - فنقول مثلاً طفلة رملية طينية أو طفلة طينية رملية - وهكذا طالما رأى البعض ضرورة استخدام كلمة الطفلة الدارجة.

٢-١٢-٤ البلمفة:

طبقات أو عدسات شديدة التماسك جيرية التكوين توجد بين طبقات الرمال العادية وتـتفاوت كثيراً فى الحجم والامتداد وتتكون أساساً من الرمال والطمى والمواد الجيرية اللاصـقة (وغالـباً ما تكون الرمال جيرية) وهى فى العادة صلبة وسلوك هذا النوع من الـتربة يـؤدى إلى تحركات فى الأساسات خاصة فى حالة تواجدها على هيئة تجمعات متناثرة.

٢-١٣ بعض أنواع التربة التى تسبب مشاكل فى البناء عليها فى مصر:

٢-١٣-١ التربة القابلة للانتفاخ:

هـذه التربة بصفة عامة متماسكة إلى صلدة فى حالتها الجافة إلا أنها تفقد هذه الخـواص وتتعرض لانتفاخ ملحوظ بزيادة نسبة الرطوبة بها. تشمل هذه النوعية الشيل

والحجر الرملى والحجر الطينى والحجر الطميى والمارل وتتواجد فى المناطق الصحراوية وتكون ذات كثافة جافة عالية ومحتواها الطينى كبير نسبياً. توجد هذه التربة فى مدينة نصر، طريق القاهرة - السويس، الفيوم، كوم أمبو، أسوان، الوادى الجديد ومدينة السادات. بصفة عامة فإن هذه التربة ذات قابلية عالية إلى عالية جداً للانتفاخ إذا زاد محتوى الطين عن حوالى ٣٠% مع زيادة دليل اللدونة عن حوالى ٤٠ % أو إذا زاد الانتفاخ الحر عن حوالى ١٠٠% أو إذا زاد ضغط الانتفاخ عن ٣,٠٠ كجم/سم٢. من الوسائل الفعالة فى التأسيس على هذه النوعية من التربة استبدال التربة تحت الأساسات الضحلة ولعمق معين بتربة رملية، أو معالجة التربة كيميائياً باستعمال الجير أو الأسمنت، أو تصميم الأساسات والمنشأ بحيث تتحمل الحركة الناشئة عن انتفاخ التربة، أو استخدام خوازيق بنهيات عريضة ترتكز فى طبقة غير قابلة للانتفاخ. فى جميع الحالات ترتكز فى طبقة غير قابلة للانتفاخ. فى جميع الحالات يجب الإقلاق من تسرب المياه لتربة الأساس.

٢-١٣-٢ التربة القابلة للانهيار:

تشمل هذه التربة اللوس، والتربة الرملية المتماسكة والكثبان الرملية والتربة الرملية السائبة. توجد هذه التربة أساساً فى البيئة الصحراوية حيث توجد مواد لاحمة من الجبس وكربونات الكالسيوم وأكاسيد الحديد والمواد الطينية بين الحبيبات بحيث تعطى التكوين صلابة فى الحالة الجافة مع تعرض التكوين للانهيار بمجرد إضافة المياه ولا سيما عند زيادة الجهد على التربة إذا زادت الإنهيارية، محددة من تجارب الأيدومتر، عن حوالى ١٠% فقد يسبب التأسيس على مثل هذه التربة مشاكل خطيرة للتأسيس على هذه التربة يمكن إزالة التربة حتى عمق معين ثم ردم ودمك ناتج الحفر عند نسبة رطوبة أعلى من النسبة المثلى ثم استعمال أساسات ضحلة ويمكن فى حالات مختلفة تكثيف التربة بدون إزالتها إما سطحياً باستخدام هراسات الصدم أو الهراسات الاهتزازية وإما بالتكثيف العميق باستخدام الدمك الديناميكى أو بالاهتزاز مع الغمر كما يمكن أيضاً استبدال التربة بتربة إحلال مختلفة لعمق معين أو استخدام الأنسجة الصناعية. يلاحظ أن استخدام الأساسات الحصيرية مفضل فى هذه النوعية من التربة

عن الأساسات المنفصلة لتقليل الإجهادات ولمقاومة فروق الهبوط الناشئة عن احتمال حدوث انهيار محلي للتربة. فى حالة وجود طبقات مستقرة أو صخرية على عمق مناسب تحت سطح الأرض فقد يكون من المناسب استخدام الخوازيق كأساسات.

٢-١٣-٣ التربة الطينية اللينة:

قد تنخفض مقاومة هذه التربة للقص لتتراوح بين ٠,٢٥ ، ٠,٥ كجم/سم٢ مع قابلية التربة العالية للإنضغاط مما يسبب هبوطاً كبيراً للمنشآت قد يستمر لفترات زمنية طويلة خصوصاً لأن دور الإنضغاط الثانوى قد يكون مخلوطاً فى هذه التربة. تتواجد هذه التربة عند مصبات نهر النيل بالدلتا وعلى شاطئ البحر المتوسط قرب بور سعيد والمنزلة ودمياط والإسكندرية وكفر الشيخ، قد تحتوى هذه التربة على نسبة عالية من المواد العضوية فى تكوينات البحيرات والمستنقعات وقد تكون على شكل مواد عضوية ليفية أو مواد عضوية متحللة (المك) أو بقايا نباتية ناقصة التفحم (الخث). يمكن تحسين خواص هذه التربة بالتحميل المسبق ربما مع استخدام المصارف الرأسية سواء الرملية أو الورقية، أو باستخدام خوازيق رملية أو حجرية أو جيرية، أو بالدمك الديناميكى، أو التثبيت باستخدام الجير. يلاحظ أن استخدام أساسات حصيرية مع تقليل الجهد الصافى على التربة باستخدام بدروم يقلل من الهبوط. فى بعض الحالات تستخدم خوازيق ويلزم فى حالة إنشائها بالدق دراسة تأثير طريقة الإنشاء على مقاومة التربة وإنضغاطيتها مع الاهتمام بأن يكون ارتفاع سقوط المطرقة صغيراً لتقليل تأثير موجات الشد المنعكسة عند قاع الخازوق.

٢-١٣-٤ الرمل القابل للإسالة:

هو رمل ناعم الحبيبات ذو تركيب سائب وموجود تحت منسوب المياه الأرضية. عند تعرض هذه التربة للقلقلة أو الاهتزاز نتيجة لزلزال أو أحمال ديناميكية فإنها تفقد مقاومتها للقص مما يسبب انهيار المبانى المرتكزة عليها. يجب تكثيف هذا الرمل لعمق مناسب سواء بالرمل الديناميكى أو الاهتزاز مع الغمر أو استخدام خوازيق رمل أو ركام أو بطريقة أخرى مناسبة. استخدام الأساسات الحصيرية أو الخوازيق أفضل من استخدام الأساسات المنفصلة فى مثل هذه التربة.

٢-١٣-٥ الردم:

هـو خليط من القمامة والأنقاض والتربة المفككة. تتواجد هذه التربة بأعماق قد تكـون كبـيرة وقـد تصـل لحوالى ٢٠ متراً وقد تسبب مشاكل خطيرة للأساسات. إذا استخدمت خوازيـق تخـترق طبقة الردم وترتكز فى الأرض السليمة فيجب أخذ تأثير الاحتكاك السلبى على زيادة الحمل على الخوازيق. من الممكن استخدام الدمك الديناميكى بـنجاح أو استخدام دمك سطحى مع استخدام تربة إحلال لعمق مناسب تحت الأساسات الضحلة مع اتخاذ الحيطة فى تحديد قيم الجهد المسموح به.

٢-١٣-٦ التربة المتبقية:

* هى نواتج تكسير الصخور بعوامل التعرية ومثال ذلك التربة الموجودة بمدينة بـنى سـويف الجديدة والمنيا الجديدة حيث تتواجد طبيعة كارستية نتيجة لتواجد طبقات مـن الحجـر الجيرى تحتوى فى فجوات وتكهفات وكهوف نتيجة لتأثير عوامل التعرية الكيميائية أو الميكانيكية وفعل المياه. يجب فى مثل هذه الحالات عمل دراسات جيولوجية وجيوفيزيقـية مسبقة لحسن اختيار مواقع المدن الجديدة ولتلافى الإنشاء على الفجوات والتكهفات. فى بعض الحالات قد يفيد الحقن واستخدام الأساسات الحصيرية بدل القواعد المنفصلة.

* يلاحـظ بالنسبة لمبانى المقطم وجود طبقات من التربة الانتفاشية بين الحجر ويعمـل تسـرب المياه وانتعاش هذه الطبقات على حدوث عدم اتزان وعلى انفصال كتل حجرية عند حواف الهضبة.

٢-١٤ بعض العوامل المتعلقة بالتربة أو البناء والتى قد تسبب مشاكل مختلفة:

بالإضـافة إلـى نوع التربة والتى قد تسبب بعض نوعياتها مشاكل عند التأسيس عليها فهناك عاملين آخرين يجب على المتخصصين عدم إغفالها ومن ذلك :

٢-١٤-١ المياه الأرضية:

* مـن الملاحـظ حـدوث ارتفاع كبير فى منسوب المياه الأرضية فى كثير من المناطق بحيث أصبحت هذه المياه فى كثير من الأحوال قريبة من سطح الأرض، وبحيث

أصبح نهر النيل بصفة عامة بمثابة مصرف تتسرب إليه المياه من الأراضى المجاورة وليس العكس. يلاحظ أيضاً أنه فى كثير من المناطق الصحراوية كانت المياه على عمق كبير من السطح ثم تكونت طبقة من المياه قرب السطح. بصفة عامة فإن ارتفاع منسوب المياه الأرضية يكون نتيجة تسرب من شبكات التغذية بالمياه أو من شبكات الصرف الصحى أو نتيجة لمياه رى لم يتم صرفها.

* من حيث نسبة ثالث أكسيد الكبريت بالمياه الأرضية فقد كانت هذه النسبة ثابتة تقريباً حتى الستينات سواء فى الوادى أو جنوب الدلتا وكانت بصفة عامة أقل من ٣٠٠ جزء بالمليون. بعد بناء السد العالى انقطع غسيل التربة سنوياً من الأملاح بمياه الفيضان ولوحظ حدوث ارتفاع ملحوظ سواء فى نسبة الأملاح الكلية القابلة للذوبان فى الماء أو فى نسبة ثالث أكسيد الكبريت التى وصلت فى بعض المناطق لما يزيد عن ٢٠٠٠ جزء فى المليون.

* يلاحظ أن ارتفاع منسوب المياه الأرضية يسبب كثيراً من المشاكل للمبانى الأثرية ويؤثر فى حالة الحجر الجيرى علاوة على أنه فى حالة عدم القيام بالعزل المناسب، بسبب غمرها للبدرومات. عمليات تخفيض منسوب المياه الأرضية لأحياء بكاملها مكلفة وتستدعى بالطبع دراسة الهبوط المحتمل فى المبانى.

* علاوة على ذلك فإن ارتفاع نسبة الأملاح بالمياه الرضية. ولا سيما ثالث أكسيد الكبريت، يؤثر على حديد التسليح بالأساسات. لهذا كله فمن الضرورى دراسة مناسيب المياه الأرضية بالمناطق المختلفة والعمل على تقليل التصرفات إلى هذه المياه سواء من شبكات الرى أو التغذية بالمياه الحلوة أو الصرف الصحى كما يلزم اختيار نوعية وكمية الأسمنت الملائمتين لنسبة الأملاح الضارة الموجودة بهذه المياه حتى نتفادى صدأ حديد التسليح بالأساسات.

٢-١٤-٢ <u>الحفر العميق</u>:

أ - نظراً لارتفاع أثمان الأراضى فى بعض المناطق مع تحديد الارتفاعات المسموح بها فقد زاد مؤخراً الاتجاه إلى إنشاء مبانى لها عدة بدرومات تحت السطح. الحفر العميق أثناء الإنشاء مع وجود مستوى عال للمياه الأرضية قد يستلزم

استخدام تقنيات متقدمة فى الإنشاء مثل استعمال حوائط ديا فرام بشدادات وعمل سداده بالحقن أو خلافه.

ب - استدعى إنشاء شبكة أنفاق المترو تحت الأرض فى القاهرة والجيزة الحفر العميق بالقرب من كثير من المبانى. يجب طبعاً متابعة هبوط المبانى القريبة من النفق والتى قد تتأثر بإنشائه.

يلاحظ أن هذين مجرد مثالين على بعض المشكلات الخاصة المتعلقة بالتربة ونوعية المنشأ والتى تتطلب لحلها خبرة وتقنية جيوتكنيكية متقدمة.

٣-١٥ المواد المكونة للبيئة المحيطة بالأساسات وتأثر خرسانة الأساس بها:

* تحتوى الخرسانة بصفة عامة على مركبات الكالسيوم أو المركبات السليسية بنسب كبيرة بالإضافة إلى بعض المركبات ذات النسب الضئيلة مثل مركبات الألومنيوم والحديد ..... الخ.

* تتأثر الخرسانة بصفة عامة ببعض المواد الكيميائية مثل الزيوت والدهون والمحاليل السكرية وبعض المواد العضوية والأحماض ومحاليل الكبريتات والكلوريدات ومياه البحر والمياه الجوفية المحتوية على تلك المحاليل والغازات والأبخرة بالمناطق الساحلية والصناعية، ونتيجة لتعرض الخرسانة لهذه المواد تتغير خواصها تدريجياً مع الزمن وتقل قدرة تحملها مع الزمن.

* إن تأثر الخرسانة كيميائياً بالمواد الضارة المتواجدة بالبيئة المحيطة بها ينصب فى المقام الأول على التأثير على مركبات الكالسيوم والمسئولة عن مقاومة الخرسانة مع الزمن.

* إن وجود الماء بالوسط المحيط بخرسانة الأساس يعتبر عاملاً ضرورياً للتفاعلات الكيميائية لذلك يجب الاهتمام بالوسط المحيط بهذه الخرسانة للتعرف على الأملاح المتواجدة بالتربة وكذلك المياه الجوفية إن وجدت مع أخذ الاحتياطات اللازمة بفرض احتمال تواجد المياه أو الرطوبة على المدى البعيد أياً كان مصدرها حيث أن:

٣-١٦ الاحتياطات اللازمة لحماية خرسانة الأساس:

هـناك بعـض الاعتـبارات والاحتـياطات اللازمـة والضرورة لحماية خرسانة الأساسات أياً كان نوعها مما قد يوجد بالتربة أو المياه الجوفية من أملاح أو أحماض أو أى عوامل أخرى ضارة بمادة الخرسانة وذلك بغرض تحسين تحمل الخرسانة مع الزمن بغـرض زيـادة مقاومتها للعوامل الشارة بها ومن هذه الاعتبارات والاحتياطات ما يلى (الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية.

١- استـخدام مواد من زلط ورمل وأسمنت وحديد وماء مطابقة للمواصفات القياسية المصرية.

٢- **الحد الأقصى لحدود المكونات الضارة بالمياه الجوفية:**

مـن الضـرورى عـند استكشاف الموقع أخذ عينات من المياه الجوفية والتربة لتحلـيلها كيميائياً بغرض تقييم خطورتها على الخرسانة ويوضح الجدول التالى (٢-٨) حدود التقييم للمكونات الضارة التى يمكن تواجدها بالمياه الجوفية.

جدول (٢-٨) حدود المكونات الضارة بالمياه الجوفية

المركب	المحتوى - جزء فى المليون (p.p.m)		
	أضرار قليلة	أضرار شديدة	أضرار خطيرة
حامض الكربونيك (ك يد أ ٢)	١٥ - ٣٠	٣٠ - ٦٠	أكبر من ٦٠
الأمونيا (ن يد$^{+4}$)	١٥ - ٣٠	٣٠ - ٦٠	أكبر من ٦٠
الماغنسيوم (ما$^{+2}$)	١٠٠ - ٣٠٠	٣٠٠ - ١٥٠٠	أكبر من ١٥٠٠
الكبريتات (كب أ٣)	٢٠٠ - ٦٠٠	٦٠٠ - ٢٠٠٠	أكبر من ٢٠٠٠
الأس الهيدروجينى (P H)	٦,٥ - ٥,٥	٥,٥ - ٤,٥	أقل من ٤,٥

٣- **زيادة العناية بصناعة الخرسانة خلال مراحل تنفيذها:**

يجب بذل العناية الكافية وزيادتها فى نصاعة الخرسانة فى مراحل الصب والدمك والمعالجة بما يحقق خرسانة كثيفة متجانسة منخفضة النفاذية وخالية من العيوب.

٤- ضـــرورة عــزل وحمايـــة الأساسات من المياه الجوفية والمواد الكيميائية:

٥- الحــد الأقصـــى لمحتوى الأملاح والمواد الضارة فى ماء الخلط للخرسانة:

يشترط فى ماء خلط الخرسانة ألا يزيد محتوى الأملاح والمواد الضارة على القيم التالية :

- ٢,٠٠ جرام فى اللتر من الأملاح الكلية الذائبة (T.D.S)
- ٠,٥٠ جرام فى اللتر من أملاح الكلوريدات على هيئة كلوريد كالسيوم
- ٠,٣٠ جرام فى اللتر من أملاح الكبريتات على هيئة ثالث أكسيد الكبريت
- ١,٠٠ جرام فى اللتر من أملاح الكربونات والبيكربونات
- ٠,١٠ جرام فى اللتر من أملاح كبريتيد الصوديوم
- ٠,٢٠ جرام فى اللتر من المواد العضوية
- ٢,٠٠ جرام فى اللتر من المواد غير العضوية وهى الطين والمواد العضوية

٦- الحد الأقصى لمحتوى أيونات الكلوريدات فى الخرسانة المسلحة:

للوقاية من صدأ صلب التسليح يجب ألا يزيد المحتوى الكلى لأيونات الكلوريدات القابلـــة للذوبـــان فـــى الماء بالخرسانة المتصلدة عند عمر ٢٨ يوماً (الناتج من الماء والركام والأسمنت والإضافات) على الحدود الواردة فى الجدول (٢-٩).

جدول (٢-٩) المحتوى الأقصى لأيونات الكلوريدات المذابة المسموح به للوقاية من صدأ صلب التسليح

الحد الأقصى لأيونات الكلوريدات المذابة بالخرسانة - كنسبة مئوية من وزن الأسمنت		الظروف حول الخرسانة
الخرسانة المسلحة	٠,١٥	الخرسانة المسلحة المعرضة للكلوريدات
	٠,٣٠	الخرسانة المسلحة غير المعرضة للكلوريدات
الخرسانة سابقة الإجهاد	٠,٠٦	جميع الظروف

٧- الحد الأقصى لمحتوى الكبريتات فى الخرسانة:

يجب ألا يزيد المحتوى الكلى للكبريتات الكلية فى الخرسانة - مقدرة على هيئة (SO_3) - على ٤% من وزن الأسمنت.

٨- الخرسانة فى الظروف الحمضية:

فى حالة تعرض الخرسانة لظروف حمضية ذات أس هيدروجينى (pH) أقل من ٧ يجب الاهتمام بمكونات وصناعة الخرسانة، ويشمل ذلك زيادة محتوى الأسمنت وخفض نسبة الماء إلى الأسمنت، وتقليل محتوى الرمل، والدمك الكامل، وزيادة سمك (تخانة) الغطاء الخرسانى واستخدام دهانات أو تغطيات مناسبة واقية من الأحماض، وذلك فى حالتى استخدام أسمنت بورتلاندى عادى أو أسمنت بورتلاندى مقاوم للكبريتات. وفى حالة ما إذا كانت الظروف المحيطة بالخرسانة ذات أس هيدروجينى (pH) يساوى ٥,٥٠ فأقل فإن استخدام أسمنت عالى الخبث قد يُحسن من المقاومة ويلزم - فى هذه الحالة - استخدام دهانات أو تغطيات مناسبة واقية من الأحماض.

٩- الخرسانة فى الظروف الكبريتية:

عندما تكون الخرسانة معرضة لأملاح الكبريتات فى التربة أو المياه الجوفية (كبريتات الماغنسيوم أو الصوديوم أو البوتاسيوم أو الكالسيوم)، فإنه يجب العناية بنوع الأسمنت ومحتواه ونوع الركام والمقاس الاعتبارى الأكبر للركام ونسبة الماء إلى الأسمنت والحد الأدنى للمقاومة المميزة، ويمكن استخدام القيم الواردة فى الجدول (٢-١٠) لتحديد هذه البنود.

ويلاحظ بالنسبة للجدول (٢-١٠) ما يلى :

- تُطبق الحدود الواردة بالجدول على الخرسانة ذات الركام الطبيعى، كما تطبق على الخرسانة المعرضة لمياه أرضية بأس هيدروجينى من ٦ إلى ٩.
- فى الظروف القاسية مثل القطاعات الصغيرة والمعرضة لضغط مائى من جانب واحد أو مغمورة جزئياً فإنه يلزم تقليل نسبة الماء للأسمنت و / أو زيادة محتوى الأسمنت على الحدود الواردة بالجدول لتحقيق الحد الأدنى لنفاذية الخرسانة.

١٠- المنشـــآت الخرســـانية المعرضة للمهاجمة المزدوجة بالكبريتات والكلوريدات:

تـــتعرض الخرســـانة المسلحة - أحياناً - لظروف مهاجمة بتركيزات عالية من الكبريتات والكلوريدات مثل ماء البحر أو الماء الجوفى أو تربة السبخة أو غيرها. وفى مثل هذه الظروف تتأثر خاصية تحمل الخرسانة مع الزمن سلبياً بهذه الظروف بالإضافة لصدأ صلب التسليح. وقد يكون هذا التعرض بالغمر الكامل أو التعرض لدورات من البلل والجفاف.

جدول (٢-١٠) متطلبات الخرسانة المعرضة للمهاجمة الكبريتية*

تركيز الكبريتات فى صورة ثالث أكسيد الكبريت			نوع الأسمنت	الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت كجم/م٣				الحد الأقصى** لنسبة الماء:الأسمنت	الحد الأدنى للمقاومة المميزة ن/مم٢
فى التربة		فى الماء الأرضى		المقاس الاعتبارى الأكبر للركام - مم***					
SO_3 الكلى %	SO_3 فى مزيج من الماء والتربة بنسبة ٢:١ جم/لتر	جزء فى المليون		٤٠	٣٠	٢٠	١٠		
٠,٢٠>	١,٠٠ >	٣٠٠ >	بورتلاندى عادى	٣٥٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٠٠	٠,٥٢	-
٠,٢٠ إلى ٠,٣٥	١,٠٠ إلى ١,٥٠	٣٠٠ إلى ٧٠٠	بورتلاندى عادى	٣٥٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٠٠	٠,٤٨	٢٥
			مقاوم للكبريتات	٣٠٠	٣٠٠	٣٥٠	٣٥٠	٠,٥٣	٢٥
٠,٣٥ إلى ٠,٥٠	١,٥٠ إلى ١,٩٠	٧٠٠ إلى ١٢٠٠	مقاوم للكبريتات	٣٥٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٠٠	٠,٥٠	٣٠
٠,٥٠ إلى ١,٠٠	١,٩٠ إلى ٣,١٠	١٢٠٠ إلى ٢٥٠٠	مقاوم للكبريتات	٤٠٠	٤٠٠	٤٥٠	٤٥٠	٠,٤٥	٣٥
١,٠٠ إلى ٢,٠٠	٣,١٠ إلى ٥,٦٠	٢٥٠٠ إلى ٥٠٠٠	مقاوم للكبريتات مع تغطيات واقية مناسبة	٤٠٠	٤٠٠	٤٥٠	٤٥٠	٠,٤٣	٤٠

* يرجع للبند (   ) فى حالة وجود تأثير مزدوج من الكلوريدات والكبريتات.
** فى حالة الركام الجاف.
*** فـــى حالة ما يكون المقاس الاعتبارى الأكبر بين قيمتين مذكورتين فى الجدول يؤخذ محتوى الأسمنت المناظر للمقاس الاعتبارى الأقل.

ويجب فى مثل هذه الظروف اتخاذ الإجراءات الوقائية التالية :

- التحقق من أن يكون الركام المستخدم خاملاً ولا يتفاعل مع قلويات الأسمنت.
- اســتخدام أسمنت تتراوح نسبة ألومنيات ثلاثى الكالسيوم به بين ٦% و ١٠%، ويمكــن اســتخدام الأسمنت البورتلاندى العادى الذى يفى بهذه النسب، ويفضل استخدام الأسمنت عالى الخبث ٨٥%.
- لا تــزيد نســبة الكلوريدات القابلة للذوبان فى الماء بالخرسانة على ٠,١% من وزن الأسمنت.
- فــى حالــة تعــرض المنشآت البحرية لعمليات الصقيع والإذابة تستخدم إضافات الهواء المحبوس فى الخلطة الخرسانية.
- يجب ألا يقل سمك الغطاء الخرسانى عن ٥٠ مم للخرسانة المغمورة والخرسانة المعرضــة للهــواء الجــوى، ولا يقــل سمك هذا الغطاء عن ٧٠ مم للخرسانة المعرضة للبلل والجفاف.
- استخدام خرسانة كثيفة ويرجع للجدول (٢-١٠) لتحديد محتوى الأسمنت ونسبة الماء إلى الأسمنت القصوى فى الخلطة الخرسانية ومقاومتها المميزة مع تحقيق الدمك الأمثل.

١١- الحــد الأقصــى لنســبة الماء / الأسمنت والحد الأدنى لمحتوى الأسمنت:

يمكــن اســتخدام الجدول (٢-١١) لتحديد الحد الأقصى لنسبة الماء / الأسمنت والحد الأدنى لمحتوى الأسمنت فى الخلطات المستخدم فيها الأسمنت البورتلاندى حسب الظروف المعرضة لها الخرسانة.

١٢- الحد الأقصى لمحتوى الأسمنت:

يجب ألا يزيد محتوى الأسمنت فى خلطة الخرسانة - بصفة عامة - على ٤٥٠ كجــم/م٣. وفــى حالــة زيادة محتوى الأسمنت على ٤٥٠ كجم/م٣ يلزم أخذ اعتبارات خاصــة فــى التصــميم لــتفادى التشريخ الناتج عن انكماش الجفاف أو عن الإجهادات الحرارية.

جدول (٢-١١) قيم الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت والحد الأدنى للمقاومة المميزة والحد الأقصى لنسبة الماء إلى الأسمنت فى الخلطات الخرسانية لتأمين تحملها مع الزمن

الظروف التى يتعرض لها المبنى بعد الإنشاء	الحد الأدنى لمحتوى الأسمنت* كجم/م٣. المقاس الاعتبارى الأكبر*** للركام – مم				الحد الأقصى** لنسبة الماء:الأسمنت	الحد الأدنى للمقاومة المميزة للخرسانة ن/مم٢
	٤٠	٣٠	٢٠	١٠		
عادية: الخرسانة محمية تماماً من الظروف الجوية والظروف المحيطة الضارة.	٣٠٠	٣٥٠	٣٥٠	٣٥٠	٠,٥٠	٢٥
متوسطة: الخرسانة المعرضة لظروف محيطة ضارة ولكنها مدفونة دائماً تحت الماء.	٣٠٠	٣٥٠	٣٥٠	٤٠٠	٠,٤٥	٣٠
قاسية: الخرسانة معرضة لظروف محيطة ضارة أو لماء البحر أو لدورات من البلل أو الجفاف أو للغازات الخ..	٣٥٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠	٠,٤٠	٤٠

* الحدود الواردة بالجدول لخلطات الخرسانة المسلحة والخرسانة سابقة الإجهاد ويمكن تخفيض أى محتوى أسمنت بمقدار ٥٠ كجم/م٣ للخلطات الخرسانية العادية (غير المسلحة).

** يمكن استخدام الإضافات المخفضة للماء أو عالية التخفيض للماء وذلك لتقليل الحد الأقصى لنسبة الماء/الأسمنت للحصول على القوام المطلوب.

*** إذا كان المقاس الاعتبارى الأكبر يقع بين قيمتين مذكورتين فى الجدول يؤخذ محتوى الأسمنت المناظر للمقاس الاعتبارى الأقل.

٢-١٧ قطاع الجسة:

- من البيانات الحقلية والفحص الظاهرى لعينات التربة المستخرجة من الجسات المنفذة لأى مشروع ما يتم رسم قطاع طولى للجسة.
- يشمل القطاع الطولى للجسة البيانات الخاصة باسم المشروع والموقع ورقم الجسة ومنسوب الأرض الطبيعية بموقع الجسة ومنسوب الشوارع أو الطرق

حول المشروع وبمنطقة تنفيذ الجسات بالإضافة إلى منسوب المياه الجوفية وكذلك تاريخ تنفيذ هذه الجسات.

- كما يشمل جدول مبين عليه مقياس للعمق وخانة مهشرة فيها كل طبقة بتهشير خاص بنوع وطبيعة التربة مع إضافة لوصف التربة بكل طبقة كما يشمل على خانات لنتائج الاختراق القياسى (S.P.T) والضغط الحر.
- يبين شكل (٢-٥) نموذج لقطاع جسة ما.

٣-١٨ التقرير الفنى لدراسة التربة والأساسات:

يلزم لكل مشروع هندسى كتابة تقرير فنى لدراسة التربة والأساسات. محتويات هذا التقرير ما يلى :

١- مقدمة تشمل الجهة الطالبة للتقرير وعنوان المشروع والغرض من التقرير حسب طبيعة المشروع هل هو إنشاء عمارة سكنية أو مشروع صرف أو كوبرى أو ..... الخ.

٢- موقع المشروع وطبيعة المشروع والمنشآت وعدد الجسات المنفذة وطريقة تنفيذ وعمل الجسات سواء يدوية أو ميكانيكية بالإضافة إلى عمق الجسات المنفذة والمعدات التى استخدمت فى استخراج العينات وكيفية استخراج العينات وطريقة حفظها حتى إجراء الاختبارات المعملية عليها.

٣- طبيعة التربة بالموقع موضحة على قطاعات طولية للجسات المنفذة وذلك بعد تصنيف التربة مبين عليها تتابع طبقات التربة ونتائج اختبار (S.P.T).

٤- الاختبارات الحقلية والاختبارات المعملية اللازمة والضرورية والتى تم إجراؤها على العينات المستخرجة مع تدوينها فى شكل جداول ورسومات بيانية وكذلك الاختبارات المعملية على محتوى تركيز المواد الضارة بكل من التربة والمياه الجوفية.

٥- التوصيات والاقتراحات الخاصة بالأساسات وتشتمل منسوب التأسيس وطريقة التأسيس وطبيعة ونوع الأساسات الخاصة بالمشروع وكذلك جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس وكذلك مقدار الهبوط المتوقع وكذلك

الاحتياطات اللازمة لأمان المنشآت أو أية مرافق مجاورة بالإضافة إلى نوعيات المواد المستخدمة وطريقة العزل الملائمة للأساسات ونوع ومحتوى الأسمنت المستخدم فى الأساسات مع ضرورة الإشارة إلى كيفية خفض المياه الجوفية إن وجدت وتأمين الحفر ومواصفات الدمك ونوع وطبيعة تربة الإحلال إن وجدت وذلك تحت الأساسات أو الأرضيات أو الممرات وكل ما يختص بتنفيذ وجودة الخرسانة الخاصة بالأساسات.

الموقع :

منسوب صفر الجسة : (صفر) متر من الأرض الطبيعية - (-) متر من الشارع

عمق المياه الجوفية : ابتدائى :- (٣,٦٠) متر نهائى :- (٢,٩٠) متر

العمق (متر)	عدد الدقات لكل ٣٠ سم	الضغط الحر كجم/سم٢	قطاع الجسة	عمق الطبقات (متر)	الوصف
			(▼)		منسوب صفر الجسة
١					طين طمي بنى فاتح عالي اللدونة
٢					طمي طينى بنى فاتح به آثار من الرمل الناعم
٣					رمل ناعم المقاس
٤ ، ٥		١,٠٠			طين طمي رمادى فاتح ضعيف التماسك
٦ ، ٧ ، ٨ ، ٩	١٣				رمل ناعم طمي به آثار من الطين
١٠ ، ١١ ، ١٢ ، ١٣ ، ١٤ ، ١٥ ، ١٦	١٧ ، ٢٦ ، ٣٢				رمل ناعم المقاس به آثار من الطمى
١٧ ، ١٨ ، ١٩ ، ٢٠	٣٦				رمل خشن إلى متوسط المقاس به آثار من الزلط الرفيع
	نهاية الجسة				

قطاع طولى للجسة المنفذة	شكل رقم : (٢)
	التاريخ : مارس ٢٠٠٣

شكل (٢-٥) نموذج لقطاع جسة



٣-١ مقدمة:

★ الغرض والهدف من تصنيف التربة هو الوقوف على نوع وطبيعة وحجم وقوام حبيبات التربة وبالتالى تسميتها حتى يمكن التفرقة بين نوع وآخر وذلك حسب خواصها الطبيعية وذلك عن طريق إجراء بعض التجارب البسيطة والغير معقدة.

★ لتصنيف التربة توجد عدة أنظمة عالمية من أشهرها وأكثرها انتشاراً ما يلى :

i - نظام التصنيف طبقاً لمعهد ماساشوستس التكنولوجى الأمريكى ويعرف بـ (M.I.T).

ii - نظام التصنيف المثلثى.

iii- نظام التصنيف الموحد.

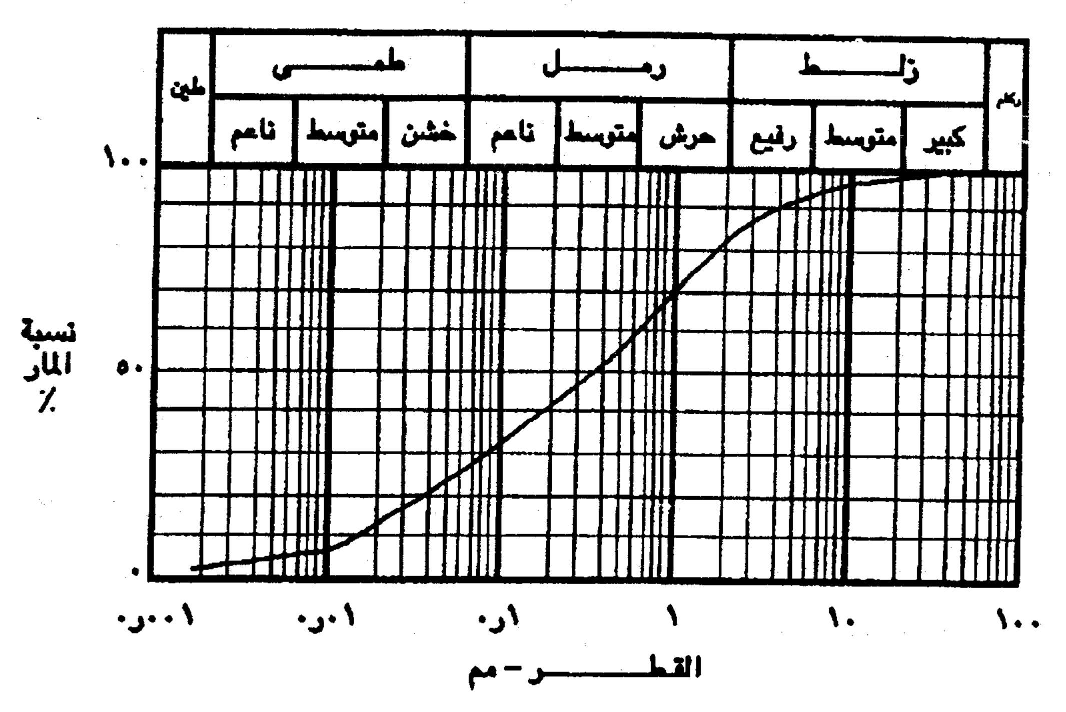
٣-٢ نظام التصنيف طبقاً لمعهد ماساشوستس *(M.I.T)*:

- يعتبر تصنيف التربة فى هذا النظام على مقاس حجم حبيبات التربة ونسبة تواجد المقاسات المختلفة فى حجم معين من التربة.
- تم فى هذا التصنيف تقسيم التربة إلى ركام ، زلط ، رمل ، طمى ، طين كما تم تقسيم كل من الزلط إلى كبير، ومتوسط ورفيع والرمل إلى حرش ومتوسط وناعم والطمى إلى خشن ومتوسط وناعم وذلك حسب مقاس حبيبات التربة وكما هو موضح بالجدول (٣-١).

جدول (٣-١) تصنيف التربة بنظام (M.I.T)

التصنيف	ركام	زلط			رمل			طمى			طين
		كبير	متوسط	رفيع	حرش	متوسط	ناعم	خشن	متوسط	ناعم	
القطر (مم)		٦٠	٢٠	٦	٢	٠,٦	٠,٢	٠,٠٦	٠,٠٢	٠,٠٠٦	٠,٠٠٢

- وللتعبير عن وصف تربة ما طبقاً لهذا التصنيف فإنه يتم إجراء تجربة اختبار التدرج الحبيبى للفصل بين المقاسات المختلفة للتربة مع بيان نسبة المار لكل مقاس على حدة فى مجمل هذه التربة وذلك عن طريق رسم ما يسمى بمنحنى التدرج الحبيبى للتربة وهو منحنى يبين العلاقة بين النسبة المئوية المارة من منخل وقطر معين على المحور الرأسى وقيمة ومقاس وسعة فتحة المنخل على المحور الأفقى كما هو مبين بالشكل (٣-١).



شكل (٣-١) منحنى التدرج الحبيبى

- يتبين من هذا المنحنى أن النسبة المئوية المارة من كل منخل على حدة (مقاس الفتحة وهو قطر الحبيبات المكونة للتربة) الآتى :

الوصف والتصنيف	ركام	زلط			رمل			طمى			طين
		كبير	متوسط	رفيع	حرش	متوسط	ناعم	خشن	متوسط	ناعم	
المقاس (مم)	٦٠	٢٠	٦	٢	٠,٦	٠,٢	٠,٠٦	٠,٠٢	٠,٠٠٦	٠,٠٠٢	
النسبة المئوية المارة	١٠٠			٧٦			٢٨			٢	
نسبة المقاس %	صفر		٢٤			٤٨			٢٦		٢

أى أن نسب مكونات التربة هذه هو : ٢٤% زلط، ٤٨% رمل، ٢٦% طمى، ٢% طين ويطلــق علــى هــذه الــتربة أســم الصنف الذى له النسبة العالية، يليه اسم الأصناف المــتواجدة بنسب أقل بالترتيب وذلك بإضافة بعض الألفاظ مثل "و" ، "بعض" ، أو "قليل" أو "آثار" حسب نسبة المكون لإتمام الوصف وهذه الرموز والألفاظ كالآتى :

و : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (٤٠ - ٥٠) %

بعض : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (٢٥ - ٤٠) %

قليل : إذا كانت نسبة المكون فى التربة من (١٠ - ٢٥) %

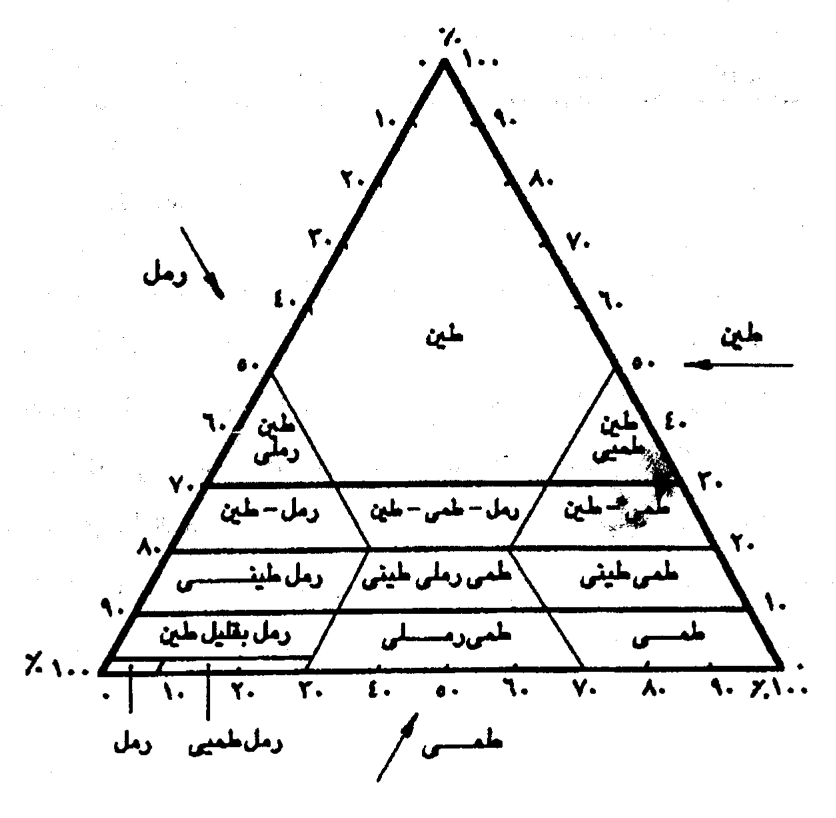
آثار : إذا كانت نسبة المكون فى التربة أقل من ١٠ %

وعلــيه فــى المثال السابق يكون وصف التربة هو طبقاً لتصنيف (M.I.T) رمل وبعض الطمى وقليل من الزلط وآثار من الطين.

- هذا وتجدر الإشارة إلى أن العيب الرئيسى فى هذه الطريقة للتصنيف هو أن مدى تأثــير تواجد المواد الناعمة فى التربة (طين وطمى) حيث أن معاملة هذه المواد بنفس درجة تعامل المواد الخشنة (الزلط والرمل).

٣-٣ نظام التصنيف المثلثى أو الخشونة:

- هــذا النظام يعتمد على تدرج مكونات التربة مع مراعاة إعطاء الحبيبات الناعمة (الطيــن والطمــى) الفرصة للظهور فى هذا التصنيف برغم أن نسبتهما الوزنية صغيرة نسبياً.
- فــى هذا النظام يمثل كل مكون رئيسى مثل الرمل والطمى والطين ضلع من مثلث متســاوى الأضــلاع مقسم هذا الضلع إلى ١٠٠ جزء تمثل النسبة المئوية لهذا المكون كما هو مبين بالشكل (٣-٢) حيث تم تقسيم مساحة المثلث لمساحات كل منها لها تسمية تعتمد على نسب مكونات التربة.
- ولتطبيق تصنيف التربة بهذا النظام يتم أولاً إجراء تجربة التدرج الحبيبى لمعرفة العلاقة بين النسبة المئوية المارة من كل مكونات التربة ممثلة فى الزلط والرمل والطمى والطين.



شكل (٣-٢) مثلث تصنيف التربة

- يـــتم توقيع نقطة بداخل المثلث تمثل نسب المكونات الثلاثة الرئيسية وهى الرمل والطمـــى والطيـــن حيـــث مجموع النسب المئوية الثلاثة هذه يعادل ١٠٠ وبذلك توصف التربة حسب موضع النقطة بداخل المثلث.
- أمـــا إذا كانت التربة تحتوى على زلط ففى هذه الحالة يتم تعديل نسب المكونات الـــثلاثة الـــرمل والطمى والطين وكأن الزلط غير موجود وذلك بقسمة نسبة كل مكـــون مـــن الثلاثة مكونات على مجموع الثلاثة (نسبة الرمل + نسبة الطمى + نسبة الطين) مع توقيع نقطة فى المثلث مناظرة لهذه النسب المعدلة لنحصل على تصـــنيف مبدئى للتربة ثم يضاف للتصنيف المبدئى لفظ يدل على نسبة الزلط فى التربة ككل ليعطى التصنيف النهائى للتربة.

- ولتوضيح ذلك فإنه لعينات ما كانت نسب مكونات التربة كما يلى :

عينة رقم	زلط	رمل	طمى	طين
عينة (أ)	٨	٣٠	٤٦	١٦
عينة (ب)	-	٥٥	٢٥	٢٠

والمطلوب تصنيف وتسمية هذه العينات طبقاً للتصنيف المثلثى.

- بالنسبة للعينة (أ) فهى تتكون من أربعة مكونات مجموعها ١٠٠% بينما مجموع نسب الثلاثة مكونات للرمل والطمى والطين يعادل (٣٠ + ٤٦ + ١٦) ٩٢% ففى هذه الحالة يتم تعديل هذه النسبة بقسمتها على ٩٢% ليصبح مجموعها المعدل ١٠٠% أى تصبح نسب هذه المكونات المعدلة ٣٣% للرمل، ٥٠% للطمى، ١٧% للطين وعليه بتوقيع هذه النسب المعدلة فى مثلث تصنيف التربة تصبح التربة مصنفة مبدئياً على أنها "طمى رملى طينى) وبأخذ نسبة الزلط فى الاعتبار يكون تصنيف التربة النهائى هو طمى رملى طينى وآثار من الزلط.
- أما بالنسبة للعينة الثانية (ب) فإن مجموع نسب المكونات الثلاثة الرمل والطمى والطين فهو ١٠٠% حيث نسبة الزلط صفراً وبتوقيع هذه النسب فى مثلث التصنيف تكون التربة مصنفة رمل طينى.

٣-٤ نظام التصنيف الموحد:

- فى هذا النظام يعتمد تصنيف التربة على كل من تدرجها وقوام المواد الناعمة بها وذلك طبقاً للخطوات التالية :

أ) من التدرج الحبيبى للتربة يتم التعرف أولاً على نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (٠,٠٧٥ مم) فإذا كانت أقل من ٥٠% تعتبر التربة خشنة أى زلط ورمل، يلى ملاحظة النسبة المئوية للجزء المار من منخل رقم (٤) (٤,٧٥ مم) وهو الفاصل بين الزلط والرمل فإذا كان هذا الجزء أقل من ٥٠% تعتبر التربة زلط وإذا كان الجزء أكبر من ٥٠% تعتبر التربة رمل.

- يتم تصنيف الرمل أو الزلط السابق الإشارة إليه فى البند (أ) حسب تدرجه وذلك بناء على نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ كما يلى :

* إذا كانت التربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ أقل من ٥ % فتسمى التربة :
  - زلط جيد التدرج GW
  - زلط ردىء التدرج GP
  - رمل جيد التدرج SW
  - رمل ردىء التدرج SP

هذا ويطلق على الزلط بأنه جيد التدرج إذا استوفى الشرطين التاليين :
- معامل الانتظام (U) أكبر من ٤
- معامل الانحناء (C) يتراوح ما بين ١ ، ٣

كما وأنه يطلق على الرمل بأنه جيد التدرج إذا استوفى الشرطين التاليين:
- معامل الانتظام (U) أكبر من ٦
- معامل الانحناء (C) يتراوح ما بين ١ ، ٣

حيث :

معامل الانتظام (U) (Uniformity Coefficient) =

$$\frac{\text{القطر المقابل لنسبة مار ٦٠٪}}{\text{القطر المقابل لنسبة مار ١٠٪}} = \frac{(D\,60)}{(D\,10)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ (3\text{-}1)$$

معامل الانحناء (C) (Concavity Coefficient) =

$$\frac{\text{مربع القطر المقابل لنسبة مار ٣٠٪}}{\text{حاصل ضرب القطر المقابل لنسبة مار ٦٠٪} \times \text{القطر المقابل لنسبة مار ١٠٪}}$$

$$= \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})\times(D_{10})} \quad \ldots\ldots\ldots\ (3\text{-}2)$$

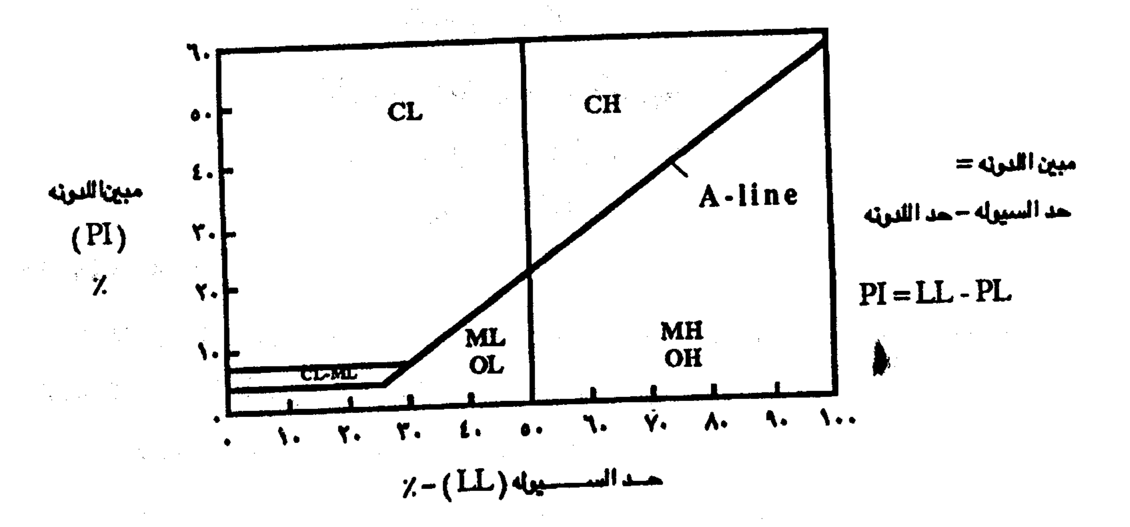
* إذا كانت التربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (التربة الناعمة) أكبر من ١٢% ففى هذه الحالة نستطلع حدود قوام التربة الناعمة ويتم تصنيف الزلط أو الرمل حسب ما إذا كانت المواد الناعمة طمى أو طين فتسمى التربة :

- زلط طميى GM
- زلط طينى GC
- رمل طميى SM
- رمل طينى SC

* إذا كانت التربة زلط أو رمل ونسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ (التربة الناعمة) محصورة بين ٥%، ١٢% فتسمى التربة باعتبار كل من خاصيتى التدرج وحدود القوام لجزء التربة الناعمة بها، وفى هذه الحالة تستخدم رموز مزدوجة لتصنيف التربة مثل (SW-SC) أى "رمل متدرج طينى".

ب) من البداية إذا ظهر وأن نسبة المار من منخل رقم ٢٠٠ أكبر من ٥٠% فتعتبر التربة فى هذه الحالة تربة ناعمة الحبيبات وفى هذه الحالة تتحكم حدود القوام فى تسميتها باستخدام بيانى اللدونة (شكل ٣-٣) وفى هذه الحالة يتم تصنيف التربة الناعمة حسب موقع النقطة الدالة وذات إحداثيات حد السيولة ومبين اللدونة (مجال اللدونة)، وفى هذا الشكل (٣-٣) إذا وقعت النقطة أعلى الخط (A) (A-Line) تكون التربة طين وإذا وقعت أسفله تكون طمى وعليه تسمى التربة :

- طمى غير عضوى قليل أو ضعيف اللدونة ML
- طين غير عضوى قليل أو ضعيف اللدونة CL
- طين وطمى عضوى قليل أو ضعيف اللدونة OL
- طمى مرن غير عضوى عالى اللدونة MH
- طين غير عضوى عالى اللدونة CH
- طين وطمى عضوى عالى اللدونة OH



شكل (٣-٣) بيانى اللدونة



٤-١ مقدمة:-

★ إن تحديد ومعرفة الخواص الطبيعية للتربة ومكوناتها يعتبر من أهم الخطوات الأساسية التى تساهم فى التنبؤ بسلوك التربة عند تعرضها بأحمال خارجية.

★ وبصفة عامة يمكن تقسيم التربة إلى نوعين هما :

i - تربة خشنة الحبيبات أغلبها من الركام الكبير والزلط والرمل.

ii - تربة ناعمة الحبيبات أغلبها من الطمى والطين.

i - التربة الخشنة الحبيبات:

★ وهذا النوع من التربة يتكون من كسر الصخور وتعرف حسب مقاس حبيباتها حيث تسمى الحبيبات ذات مقاس [قطرها المكافئ وهو قطر كرة حجمها يساوى حجم حبيبة التربة] أكبر من ٥ مم بالزلط وذات مقاس أقل من ٥ مم ويمكن رؤيتها بالعين المجردة أو بعدسة الجيب بالرمل وذلك طبقاً لتقسيم المواصفات الأمريكية (ASTM) وكما هو وارد فى الجدول (٤-١).

جدول (٤-١) مقاسات التربة الخشنة الحبيبات حسب تقسيم المواصفات الأمريكية (ASTM)

النوع	رقم المنخل	سعة فتحة المنخل بالمم
زلط	٤ <	٤,٧٥ <
رمل حرش	٤ - ١٠	٤,٧٥ - ٢
رمل متوسط	١٠ - ٤٠	٢ - ٠,٤٢٥
رمل ناعم	٤٠ - ٢٠٠	٠,٤٢٥ - ٠,٠٧٥
طمى وطين	٢٠٠ >	٠,٠٧٥ >
المنخل رقم (٢٠٠) هو الفاصل بين الحبيبات الخشنة والناعمة		

★ هــذا وتجــدر الإشارة إلى أنه يمكن تقسيم الرمل والزلط إلى مقاسات وأقسام فرعــية فــيقال مــثلاً رمل حرش أو متوسط أو ناعم المقاس أو زلط رفيع أو متوسط المقاس .... الخ.

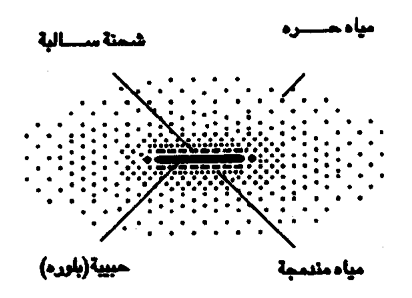
★ بجانب مقاس الحبيبات فإنه يمكن تقسيم التربة الخشنة من حيث شكل حبيباتها حيــث أنها تكون كروية أو ذات حرف حادة مع التنويه بأن شكل الحبيبات له تأثير كبير على خواص التربة الطبيعية وعلى مقاومتها للأحمال.

ii - التربة الناعمة الحبيبات:

★ ويعــرف هــذا الــنوع من التربة بأنها التربة المارة من منخل رقم ٢٠٠ وأن حبيــباتها لا ترى بالعين المجردة وهى تشمل الطمى والطين، ويعتبر الطمى درجة دقيقة وناعمة من المركبات التى تتكون منها الرمال.

★ ويعــرف الطيــن بأنــه عبارة عن صفائح قشرية الشكل من مركبات سليكات الألومنيوم المائية قطر حبيباته المكافئة أقل من ٠,٠٠٢ مم وسمك حبيباته يكاد لا يذكر بالنســبة لمســاحته السطحية ولا يمكن رؤية حبيبات الطين إلا باستخدام الميكروسكوب الإليكترونى (لتكبير حجم الحبيبات إلى آلاف المرات).

★ هــذا ويتمــيز التركيب الذرى للطين بوجود شحنة كهربية سالبة على أسطحه الأمــر الذى يجعل حبيباته تجذب المياه القريبة منها بقوة، ويبين الشكل (٤-١) كروكى للمــياه المــندمجة والمياه الحرة مع حبيبة من الطين حيث المياه المندمجة هى جزيئات المــياه المتاخمة والملاصقة مباشرة لحبيبة الطين وهذه الجزيئات تأخذ اتجاهات منتظمة مما يجعلها مياه غير حرة ذات صفات طبيعية تختلف عن الماء الحر (المياه المندمجة لا تتبخر إلا فى درجات الحرارة العالية وذات لزوجة أعلى من لزوجة الماء الحر مما يجعل ويصبح خليط الطين مع المياه صفة اللدونة بوجه عام).



شكل (٤-١) المياه الحرة والمياه المندمجة مع حبيبة الطين

٤-٣ ماهية الخواص الطبيعية للتربة:-

★ تشمل الخواص الطبيعية للتربة جميع الخواص ذات الصلة بتصنيفها من حيث حجم ومقاس الحبيبات وقوام الحبيبات وطبيعة وحالة هذه الحبيبات وكثافتها فى الطبيعة ومحتوى الماء بداخلها وأقصى كثافة جافة محتملة لها ونسبة الفراغات التى بها ومساميتها ووزنها النوعى والحجمى وبصفة عامة جميع الخواص التى لا دخل للأحمال فيها.

★ يمكن تلخيص هذه الخواص فيما يلى :

١- محتوى الرطوبة للتربة.
٢- الوزن النوعى للتربة.
٣- التدرج الحبيبى للتربة.
٤- حدود قوام التربة.
٥- كثافة التربة فى الموقع (الكثافة الحقلية).
٦- الكثافة النسبية للتربة.

★ وللوقوف على تعريف لهذه الخواص وكيفية تعيينها فإنه يجب الإشارة إلى ما يسمى بمعاملات الخواص الطبيعية للتربة بصفة عامة.

٤-٢-١ معاملات الخواص الطبيعية للتربة:

★ كما هو معلوم فإنه من وجهة النظر الهندسية إلى أن أى تربة مهما كان منشأها تتكون بصفة عامة من ثلاثة مواد هى :

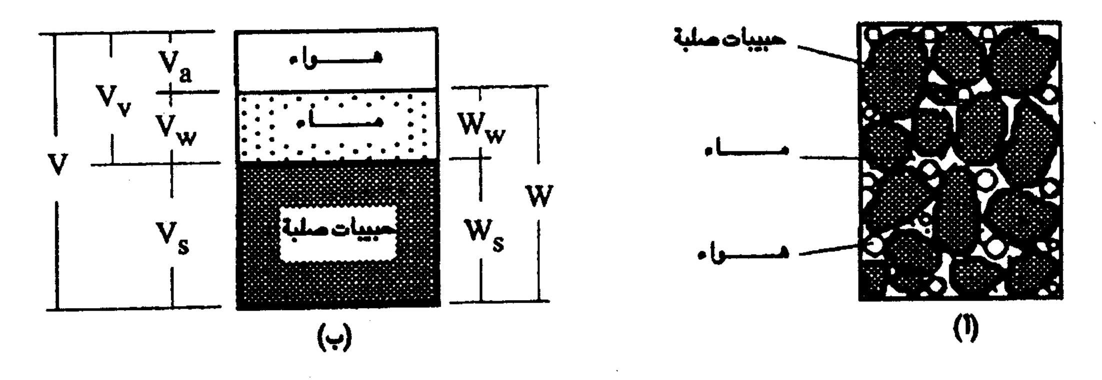
(أ) حبيبات المواد الصلبة.

(ب) ماء.

(جـ) هواء.

★ بصفة عامة تلعب نسب المكونات الثلاثة السابقة دور هام فى مدى مقاومة التربة للأحمال من حيث قابليتها للإنضغاط حيث كلما زادت نسبة المواد الصلبة فى التربة كلما كانت أكثر مقاومة وأقل قابلية للإنضغاط لذلك تم الوقوف على ضرورة تحديد معاملات تحدد عددياً النسب الحجمية والوزنية بين هذه المكونات.

★ للتفرقة وتعريف معاملات خواص التربة فإنه بالنظر والإشارة إلى الشكل (٤-١) حيث أمكن دمج المكونات الثلاثة للتربة فى مساحات خاصة فإنه يمكن تمثيل التربة كما هو مبين بالشكل (٤-٢) حيث :



شكل (٤-٢) كيفية دمج المكونات الثلاثة الرئيسية للتربة بصفة عامة

W = الوزن الكلى للتربة بما فيها المياه

W_s = وزن الحبيبات الصلبة بالتربة

W_w =وزن الماء المحتوى فى الفراغات

V = الحجم الكلى للتربة

V_s = حجم الحبيبات الصلبة للتربة

V_v = الحجم الكلى للفراغات بالتربة

V_a = حجم الفراغات الهوائية بالتربة

V_w = حجم الماء المحتوى فى الفراغات

★ بـناء على ما سبق فإن التعاريف الأساسية لمعاملات الخواص الطبيعية للتربة هى :

(أ) محتوى الرطوبة (w) % = $\frac{\text{وزن الماء بالتربة } (W_w)}{\text{وزن الحبيبات الصلبة بالتربة } (W_s)}$ × ١٠٠

(ب) الكثافة الكلية $(\gamma_{bulk}) = (\gamma_b)$ = $\frac{\text{الوزن الكلى للتربة بالمياه } (W)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)}$ بوحدات طن/م٣ أو جرام/سم٣

(جـ) الكـثافة الجافة $(\gamma_{dry}) = (\gamma_d)$ = $\frac{\text{وزن الحبيبات الصلبة } (W_s)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)}$ بوحدات طن/م٣ أو جرام/سم٣

(د) الكـثافة المشـبعة $(\gamma_{saturated}) = (\gamma_{sat})$ = $\frac{\text{وزن التربة المشبعة } (W_{sat})}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)}$ بوحدات طن/م٣ أو جرام/سم٣

(هـ) الكثافة المغمورة $(\gamma_{submergent}) = (\gamma_{sub})$ = $\frac{\text{وزن التربة المغمورة } (W_{sub})}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)}$ بوحدات طن/م٣ أو جرام/سم٣

(و) الوزن النوعى (Gs) = (sp. gr.) = $\frac{\text{وزن الحبيبات الصلبة } (W_s)}{\text{حجم الحبيبات الصلبة } (V_s)}$

= $\frac{\text{وزن حجم معين من التربة}}{\text{وزن نفس الحجم من الماء}}$ وهو بدون تمييز

(ز) نسبة الفراغات (e) % = $\frac{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}{\text{حجم الحبيبات الصلبة } (V_s)}$ × ١٠٠ نسبة مئوية

(ح) المسامية (n) (Porosity) = $\frac{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}{\text{الحجم الكلى للتربة } (V)}$ × ١٠٠ نسبة مئوية

(ط) درجة التشبع (S) % (Degree of Saturation) = $\frac{\text{حجم الماء فى التربة } (V_w)}{\text{الحجم الكلى للفراغات } (V_v)}$ × ١٠٠ نسبة مئوية

★ يبين الجدول التالى (٤-٢) متوسط قيم معاملات الخواص الطبيعية لبعض أنواع التربة المصرية للاسترشاد فقط.

جدول (٤-٢) متوسط قيم معاملات الخواص الطبيعية لبعض أنواع التربة المصرية

م	نوع التربة	المسامية %	نسبة الفراغات %	محتوى الرطوبة %	الكثافة الكلية (طن/م٣)	الكثافة الجافة (طن/م٣)
١	طين طميى بنى (نيلى)	٤٧	٨٩	٣٣	١,٩٠	١,٤٣
٢	طين طميى رمادى (نيلى)	٥٣	١١٣	٤٢	١,٧٩	١,٢٦
٣	طين رمادى (صحراوى)	٢١	٢٦	٩,٦	١,٩٧	١,٨٠
٤	رمل ناعم إلى متوسط (نيلى)	٣٨	٦٠	٢٢,٦	١,٨٠	١,٤٧
٥	رمل متدرج (صحراوى)	٣٢	٤٦	١٢,١	٢,٠٣	١,٨٢

★ هذا ويمكن ربط هذه المعاملات مع بعضها بعلاقات بحيث يمكن استنتاج البعض منها بمعلومية الآخر وهذه العلاقات هى :

i – العلاقة بين الكثافة الكلية (γ_b) والوزن النوعى (G_s) ونسبة الفراغات (e) ودرجة التشبع (S):

$$\gamma_b = \frac{G_s + e.S}{1+e} \cdot \gamma_w \qquad .... \qquad (4-1) \; *$$

أى أن :

الكثافة الكلية (طن/م٣) = (الوزن النوعى + نسبة الفراغات × درجة التشبع) / (١ + نسبة الفراغات) × كثافة الماء

(γ_w) = كثافة الماء (١ طن/م٣ أو ١ جرام/سم٣)

ii – العلاقة بين الكثافة الجافة (γ_d) والوزن النوعى (G_s) ونسبة الفراغات (e):

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1+e} \cdot \gamma_w \qquad .... \qquad (4-2) \; *$$

أى أن :

$$\text{الكثافة الجافة (طن/م}^3\text{)} = \frac{\text{الوزن النوعى}}{1 + \text{نسبة الفراغات}} \times \text{كثافة الماء}$$

iii- العلاقــة بيــن الكــثافة الجافة (γ_d) والكثافة الكلية (γ_d) ومحتوى الرطوبة (w):

* (4-3) .... $\gamma_d = \dfrac{\gamma_b}{1 + w}$

أى أن :

$$\text{الكثافة الجافة (طن/م}^3\text{)} = \frac{\text{الكثافة الكلية (طن/م}^3\text{)}}{1 + \text{محتوى الرطوبة \%}}$$

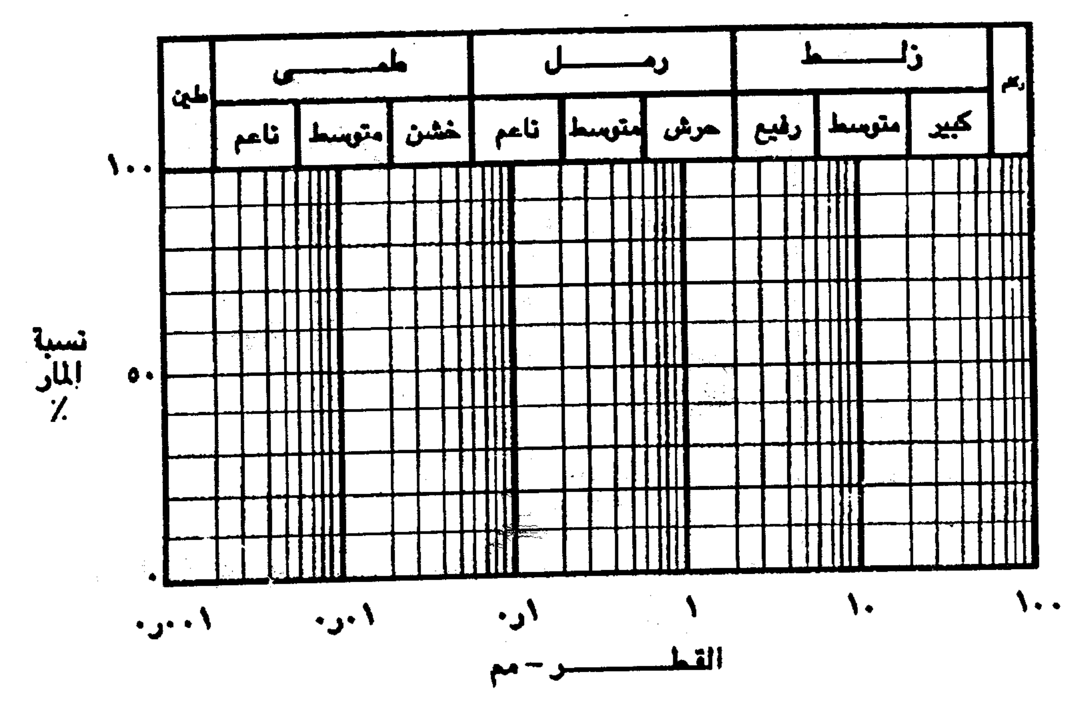
iv- العلاقة بين نسبة الفراغات (e) ودرجة التشبع (S) والوزن النوعى (G_s) ومحتوى الرطوبة (w):

* (4-4) .... $e \, . \, S = G_s \, . \, w$

٤-٢-٢ التدرج الحبيبى للتربة:

★ وكمــا بينا سابقاً فإنه لتصنيف التربة والوقوف على نسب مقاساتها المختلفة فإنه يجرى اختبار التدرج الحبيبى للتربة وذلك باستخدام مناخل قياسية ويجرى الاختبار طــبقاً لخطوات التجربة حيث تستخدم فى هذه التجربة مجموعة مناخل قياسية مع نخل وزن معيــن لعيــنة من التربة على هذه المناخل بطريقة قياسية ومقننة وبتحديد النسبة المــئوية المــارة مــن كل منخل على حدة يتم رسم العلاقة بين نسبة المار (%) وفتحة وسعة المنخل (مم) وذلك على نموذج رسم بيانى المبين بالشكل (٤-٣).

★ ومــن هــذا المنحنى يمكن تصنيف نوع التربة وإيجاد درجة تدرجها كما بينا سابقاً عند تصنيف التربة.

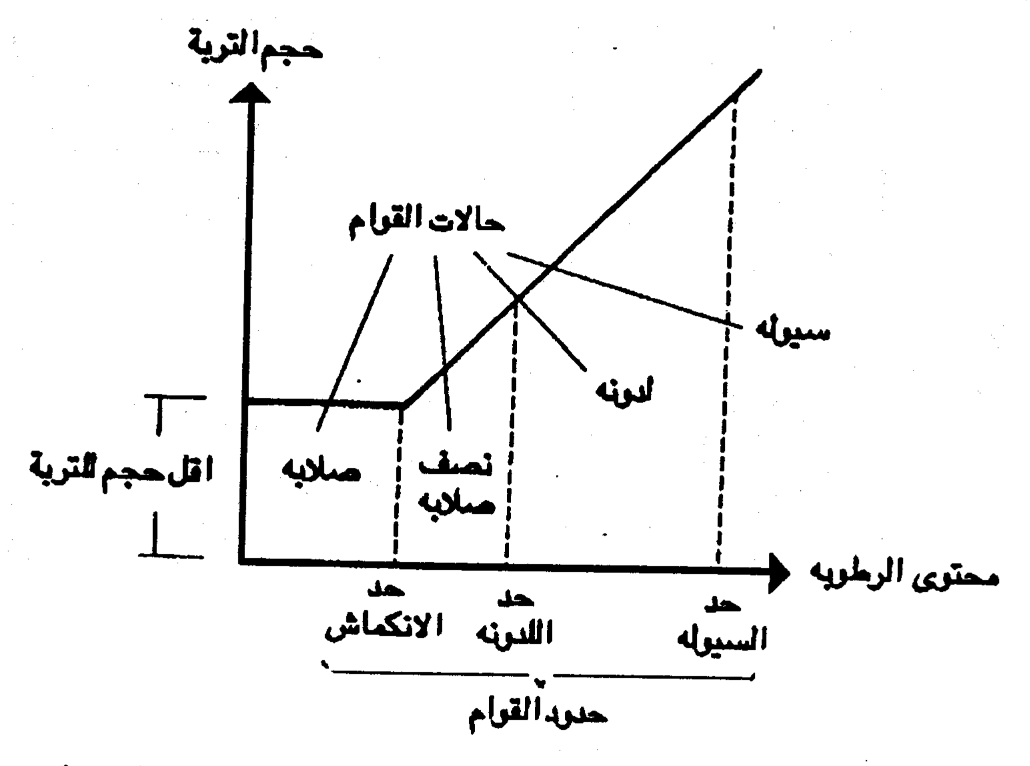


شكل (٤-٣) نموذج الرسم البيانى المستخدم فى توقيع نتائج تجربة التدرج

٤-٢-٣ حدود قوام التربة "حدود أتربرج للدونة" للتربة الناعمة:

★ للوقـوف على نوعية التربة الناعمة (الطينية والطميية) ومدى تأثرها بوجود المـياه فـيها وحالة قوامها حسب نسبة المياه الموجودة والمحتوية عليها فإنه يتم ذلك بتحديد ما يعرف بحدود قوام التربة. .

★ لبـيان حـدود قـوام التربة فإنه عند خلط عينة من التربة الناعمة أو الجزء الـناعم المار من منخل رقم ٤٠٠ للتربة الخشنة لمعرفة نوعية هذا الجزء الناعم بنسبة عالية من المياه فإنها تكون فى حالة سيولة (روبة) ولا تكون للتربة فى هذه الحالة أى مقاومة ولا تتحمل أية أحمال وبالإشارة إلى الشكل (٤-٤) وعندما يقل محتوى الرطوبة إلـى حـد معيـن وتبدأ وتصبح التربة لها قوام لدن (قابل للتشكل) يسمى هذا الحد بحد السـيولة (Liquid Limit). ومع تقليل محتوى الرطوبة إلى الحد الذى عنده تفقد التربة مرونـتها ولدونـتها وتـبدأ فـى التشـقق عـند التشكل، يسمى هذا الحد بحد اللدونة (Plastic Limit).



شكل (٤- ٤) العلاقة المتبادلة بين محتوى الرطوبة وحالات القوام المختلفة للتربة

★ هـذا وتجـدر الإشارة إلى أنه يقال أن التربة لدنة (أو فى حالة قابلة للتشكل) عندما يكون محتوى الرطوبة فيها محصوراً بين حدى السيولة واللدونة للتربة حيث فى هـذا المـدى (بيـن حدى السيولة واللدونة) تكون التربة قابلة للإنضغاط والهبوط تحت الأحمـال ولكـن لها بعض المقاومة التى تزيد مع نقص نسبة ومحتوى المياه فيها، هذا وعـند حـد اللدونة تكون التربة مشبعة بالمياه ولكنها قوية إلى حد ما وقابليتها للهبوط صغيرة.

★ ومـع تقلـيل محـتوى الرطوبة بالتربة عن حد اللدونة تكون التربة فى حالة نصـف صلبة حتى تصل التربة أقل حجم ممكن مع نقص محتوى الرطوبة، حيث تتقارب وتنضـغط التربة إلى أقل درجة ممكنة وعندئذ يسمى محتوى الرطوبة الذى تصل عنده الـتربة إلى أقل حجم ممكن بحد الإنكماش (shrinkage limit)، هذا وبين حدى اللدونة والإنكماش تكون التربة مشبعة بالمياه ولها مقاومة عالية.

★ ومـــع تقلـــيل محـــتوى الرطوبة بالتربة عن حد الإنكماش تصبح التربة صلبة وغــير مشــبعة بالمياه حتى تصل إلى الجفاف الكامل بدون تغيير فى الحجم. وفى هذه المــرحلة (محتوى الرطوبة للتربة أقل من حد الإنكماش) بالرغم من قوة التربة الناعمة وصــلابتها والغــير مشــبعة بالمياه إلا أنها يمكن أن تسبب مشاكل إذا ما تم التأسيس علــيها، إذ أنهـــا عند تعرضها للمياه ستكون قابلة للتغير الحجمى مصحوباً بنقصان فى مقاومتها وهذا بدوره يؤدى إلى عدم استقرار المنشآت التى سوف ترتكز عليها.

★ هـــذا ويبيـــن الجـــدول التالى (٤-٣) قيم معاملات وحدود القوام لبعض أنواع التربة المصرية.

جدول (٤-٣) معاملات وقيم حدود القوام لبعض أنواع التربة المصرية

نوع التربة	حد السيولة %	حد اللدونة %	حد الانكماش %
طين طميى بنى (نيلى)	٨٤-٥٤	٣٣-٢٦	١٨-١٢
طمى طينى رمادى داكن (نيلى)	٦٦-٣٢	٤٠-٢٤	٢٠-١٦
طين طميى رمادى داكن (بحرى)	١١٠-٦٠	٦٧-٣٥	١٨-١٤
طمى طينى عضوى (بحرى)	١٠٥-٥٥	٧٠-٣٥	١٩-١٦
طين بنى مائل للإحمرار (أسوان)	٨٤-٦٨	٢٩-٢٥	١٢-٨
طين رمادى (صحراوى)	٨٥-٥٧	٣١-٢٥	١٢-٨

٤-٢-٤ الكثافة النسبية للتربة الرملية:

★ للتعبـــير عـــن كيفـــية ترسيب وترتيب طبقات من الرمل فى الطبيعة وبالتالى كثافتها لبيان مدى تفككها وارتباطها وتداخلها مع بعضها فى حالتها الموجودة عليها فإن ذلك يقاس بما يعرف بالكثافة النسبية.

★ وكمـــا هـــو معـــروف بـــأن الكـــثافة الحقلية للرمل تعتمد على شكل الحبيبات المترســـبة وتدرج هذه الحبيبات وطريقة ترسيبها ثم الظروف والمتغيرات التى تلى ذلك (كتعرضها لهزات أرضية أو تجمع طبقات أعلاها).

★ وكما هو ملاحظ أيضاً أن التربة الرملية فى الطبيعة فى الطبقات المختلفة على الأعماق المختلفة الموجودة عليها فإنها عامة ما تكون مختلفة الكثافة علاوة على اختلاف تدرجها وشكل حبيباتها.

★ ولبيان وفهم ماهية الكثافة النسبية للرمل فإنه يمكن تمثيل حبيبات الرمل بكرات متساوية القطر. هذه الكمرات يمكن أن تتواجد فى صورة تركيبين أحدهما يتيح تواجد أكبر نسبة محتملة للفراغات بين هذه الحبيبات والثانى يجعل الفراغات بين الحبيبات فى أدنى حد لها كما هو مبين بالشكل (٤-٢) أى الشكلين (أ)،(ب) يمثلان الحد الأعلى والأدنى لنسبة الفراغات فى تربة رملية ما، فإذا كانت حبيبات التربة فى ترتيب مثل الموضح فى الشكل (جـ) بصفة عامة يقع ما بين هذين الحدين فإن نسبة الفراغات المناظرة لهذا الشكل (جـ) ستكون أقل من الحد الأقصى شكل (أ) وأعلى من الحد الأدنى (ب)، وتقدر درجة قرب نسبة الفراغات هذه للحالة (جـ) من هذين الحدين بالكثافة النسبية والتى يمكن تعريفها كالآتى :

$$D_r\ \% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \qquad \text{..........} \qquad (4\text{-}5)$$

أى أن :

الكثافة النسبية (Relative Density) = (نسبة الفراغات القصوى - نسبة الفراغات الحقلية) / (نسبة الفراغات القصوى - نسبة الفراغات الدنيا) × ١٠٠

حيث (e_{max}) : هى نسبة الفراغات القصوى

، (e_{min}) : هى أدنى قيمة لنسبة الفراغات

، (e) : هى نسبة الفراغات الحقلية للتربة فى حالتها الموجودة عليها

❁ ملحوظات هامة:

- يمكن إيجاد وتقدير قيمة الكثافة النسبية $(D_r\ \%)$ لأى نوع من أنواع التربة الغير متماسكة مثل الرمل أو الزلط بدون مواد ناعمة (طمى وطين).

- تعبر درجة الكثافة النسبية للرمل عن قدرة تحمل هذا الرمل وبالتالى يمكن استخدام هذه الكثافة فى تقدير قدرة تحمل تربة الإحلال أسفل الأساسات.
- يمكن تقدير نسبة دمك التربة بمعلومية الكثافة النسبية لها فإذا كانت نسبة الفراغات للتربة بالموقع (e) قريبة من الحد الأدنى لنسبة الفراغات (e_{min}) مما يعطى كثافة نسبية (D_r) أقرب إلى ١٠٠% كان ذلك دليلاً على قوة دمك التربة، والعكس إذا كانت قيمة الكثافة النسبية صغيرة دل ذلك على تفكك وعدم دمك التربة للحد المناسب لمقاومة وتحمل الأساسات عليها ويبين الجدول التالى (٤-٤) توصيف للتربة الرملية بناء على قيمة الكثافة النسبية لها.

جدول (٤-٤) توصيف التربة الرملية طبقاً لكثافتها النسبية

وصف التربة الرملية	الكثافة النسبية لها (%)
مفككة جداً	أقل من ١٥
مفككة	١٥-٣٠
متوسطة الكثافة	٣٥-٦٥
كثيفة	٦٥-٨٥
كثيفة جداً	أكبر من ٨٥

- أنه ليس بالضرورة أن يكون الرمل المتدرج أو جيد التدرج ذو قدرة عالية للتحمل وكثيفاً وأيضاً ليس بالضرورة أن يكون الرمل الناعم مفككاً.

٤-٣ التجارب المعملية لتحديد وتعيين قيمة معاملات الخواص الطبيعية للتربة:-

التجربة الأولى : تعيين محتوى الرطوبة للتربة:

- *الأجهزة والأدوات:*

علب فارغة مخصصة لتعيين محتوى الرطوبة - موازين حساسة دقة ٠,١ ، ٠,٠١ ، ٠,٠٠١ جرام - فرن حرارى - مجفف.

- ***الخطوات:***

١- يتم تعيين وزن علبة فارغة من العلب المخصصة لتعيين محتوى الرطوبة وذلك بغطائها وليكن (W_1).

٢- يتم وضع عينة من التربة الرطبة بحالتها داخل العلبة وتغطى ثم توزن وليكن وزنها (W_2).

٣- يكشف الغطاء ويوضع أسفل العلبة وتوضع العلبة بالغطاء فى فرن حرارى لمدة ٢٤ ساعة وذلك فى درجة حرارة تتراوح ما بين ١٠٥ - ١١٠°م.

٤- يتم إخراج العلبة من الفرن وتوضع فى مجفف حتى تبرد.

٥- يتم وزن العلبة بالعينة بعد جفافها وليكن (W_3).

٦- يتم حساب محتوى الرطوبة من العلاقة والمعادلة التالية :

* $$w\,\% = \frac{W_2 - W_3}{W_3 - W_1} \times 100$$

التجربة الثانية : تعيين الوزن النوعى للتربة:

- ***الأجهزة والأدوات:***

قنينة كثافة سعة ٥٠ سم٣ لتعيين الوزن النوعى للتربة الناعمة - بايكنومتر سعة ٥٠٠ سم٣ لتعيين الوزن النوعى للتربة الخشنة.

- ***الخطوات:***

١- يتم وزن القنينة (أو البايكنومتر) فارغاً وليكن (W_1).

٢- يتم وضع عينة من التربة الجافة فى القنينة (أو البايكنومتر) وتوزن وليكن وزنها (W_2).

٣- يتم إضافة ماء إلى القنينة (أو البايكنومتر) حتى تمتلئ ثم توزن وليكن وزنها (W_3).

٤- تسكب محتويات القنينة (أو البايكنومتر) بتفريغ ما بداخلها وتنظف ثم تملأ بالمياه وتوزن وليكن وزنها (W_4).

٥- يتم حساب الوزن النوعى للتربة من المعادلة :

* $$G_s = \frac{W_2 - W_1}{(W_2 - W_1) - (W_3 - W_4)}$$

ملحوظة:

لضـــمان عـــدم تواجد هواء محبوس للتربة بالقنينة بالخطوة رقم (٣) يتم تســـخين القنينة على نار هادئة حتى يخرج كل الهواء المحبوس أو يتم استخدام مفـــرغة هـــواء بسيطة من النوع الذى يعمل بدفع المياه من الحنفية العادية، أما بالنســـبة للبايكنومـــتر فيكتفى بتقليب التربة داخله بقضيب زجاجى لطرد الهواء المحبوس.

- *مثال:*

تـــم إجـــراء تجـــربة الوزن النوعى على عينة من التربة الطينية وكانت النتائج المتحصل عليها كما يلى :

- وزن القنينة فارغة = ٤٢,٢٠ جرام = W_1
- وزن القنينة + عينة التربة الجافة = ٦٠,٨٠ جرام = W_2
- وزن القنينة + التربة + الماء = ٩٢,٠٠ جرام = W_3
- وزن القنينة + الماء = ٨٠,١٠ جرام = W_4

∴ الـــوزن الـــنوعى لهذه التربة $(G_s) = \frac{W_2 - W_1}{(W_2 - W_1) - (W_3 - W_4)}$ لأقرب رقمين عشريين

$$G_s = \frac{60.8 - 42.20}{(60.8 - 42.4) - (92.0 - 80.1)} = 2.78$$

التجربة الثالثة : إيجاد التدرج الحبيبى للتربة باستخدام المناخل القياسية:

- *الأجهزة والمعدات:*

مجموعـــة من المناخل القياسية كما هو موضح بالجدول (٤-٥) - هزاز ميكانيكى - ميزان حساس.

جدول (٤-٥) مجموعة المناخل القياسية طبقاً لـ ASTM

سعة ومقاس المنخل	الفتحة (مم)	سعة ومقاس المنخل	الفتحة (مم)
١,٥ بوصة	٣٨,١	رقم ٢٥	٠,٧٠٧
٤/٣ بوصة	١٩,٠٠	رقم ٤٠	٠,٤٢
رقم ٤	٤,٧٦	رقم ١٠٠	٠,١٤٩
رقم ٧	٢,٨٨	رقم ٢٠٠	٠,٠٧٥
رقم ١٤	١,٤٤		

- ***الخطوات:***

١- يتم تثبيت مجموعة المناخل فوق بعضها بالترتيب وأسفلها صينية بحيث يكون المنخل ذو الفتحة الأكبر من أعلى والمنخل ذو الفتحة لأصغر من أسفل.

٢- يتم تجفيف عينة التربة وتفرك حبيباتها باليد بحيث لا تكون ملتصقة مع بعضها البعض ثم توزن وتوضع على أعلى مجموعة المناخل وتغطى بغطاء محكم.

٣- يتم وضع مجموعة المناخل على هزاز ميكانيكى ويشغل الهزاز لمدة تتراوح ما بين ١٠-١٥ دقيقة.

٤- تفك المناخل من بعضها وتوزن التربة المحجوزة على كل منخل على حدة وكذلك المجتمعة على الصينية بحيث يكون مجموع هذه الأوزان هو وزن العينة المختبرة ككل ويتم وضعها فى جدول يبين العلاقة بين مقاس المنخل (مم) والوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام.

٥- يتم حساب الوزن الكلى للتربة المحجوزة على كل منخل على حدة وذلك بجمع الوزن المحجوز على هذا المنخل إلى مجموع الأوزان المتبقية على المنخل الأكبر منه مباشرة ثم يلى بعد ذلك حساب النسبة المئوية الكلية المحجوزة على كل منخل وبالتالى يتم تقدير النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل على حدة.

٦- يـــتم رســـم العلاقـــة بين مقاس كل منخل (القطر بالمليمتر) على المحور الأفقى والنسبة المئوية الكلية المارة من هذا المنخل على المحور الرأسى وذلك على رسم بيانى خاص بهذا الغرض مثل الموضح بالشكل (٤-٥).

٧- يـــتم توصـــيل الـــنقاط الممثلة بنسب الكلية المارة على الرسم إما بخطوط مستقيمة أو بمنحنى والذى يسمى بعد ذلك بمنحنى التدرج الحبيبى.

٨- مـــن منحـــنى الـــتدرج الحبيـــبى يتم توصيف التربة حسب مكونات الزلط والرمل والمواد الناعمة من كل من الطين والطمى مجتمعين.

- ***مثال:***

تـــم إجراء تجربة التدرج الحبيبى على عينة من التربة وزنها الكلى ٤٠٠ جـــرام وكانـــت نتائج الاختبار كما يلى فى الجدول التالى. المطلوب رسم منحنى التدرج الحبيبى مع توصيف التربة.

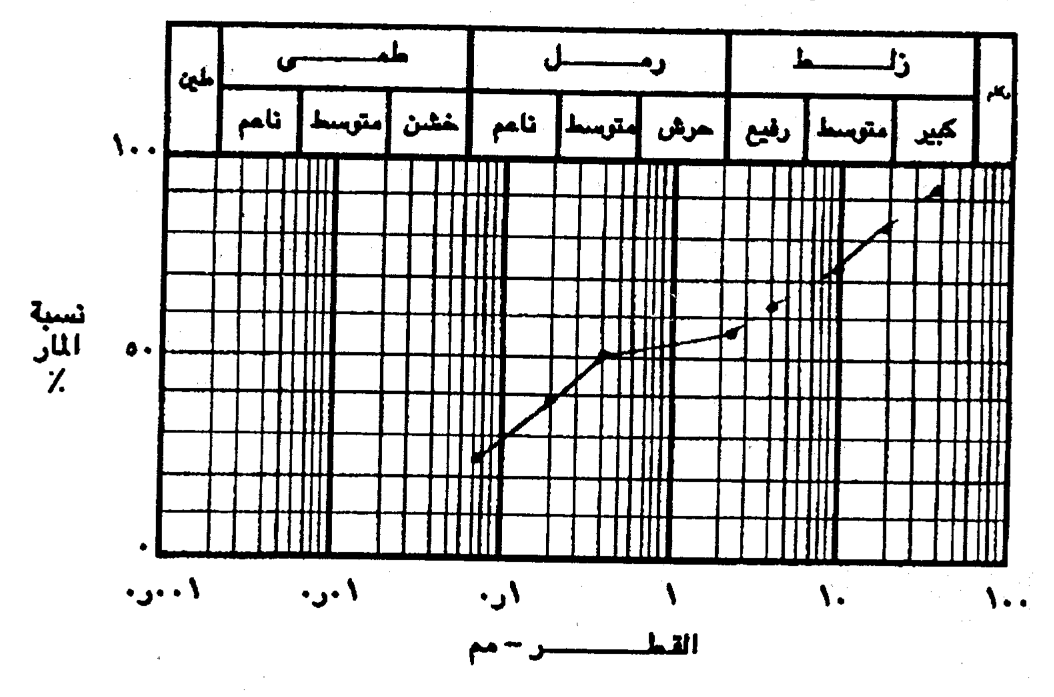
مقاس المنخل (مم)	٣٨	١٩	١٠	٤,٨	٢,٤	٠,٤٢	٠,٢١	٠,٠٧٥
الـــوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام	٣٣	٣٧	٤٣	٣٥	٢٧	٢٤	٤٣	٥٧

- ***الحل:***

- يـــتم وضـــع نـــتائج الاختبار كما فى الجدول التالى لتحديد النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل.

مقاس المنخل (مم)	٣٨	١٩	١٠	٤,٨	٢,٤	٠,٤٢	٠,٢١	٠,٠٧٥
الـــوزن المحجوز على كل منخل على حدة بالجرام	٣٣	٣٧	٤٣	٣٥	٢٧	٢٤	٤٣	٥٧
الوزن الكلى المحجوز على كل منخل بالجرام	٣٣	٧٠	١١٣	١٤٨	١٧٥	١٩٩	٢٤٢	٢٩٩
الوزن الكلى المار على كل منخل بالجرام	٣٦٧	٣٣٠	٢٨٧	٢٥٢	٢٢٥	٢٠١	١٥٨	١٠١
النسبة المئوية الكلية المارة من كل منخل %	٩١,٧٥	٨٢,٥	٧١,٧٥	٦٣,٠٠	٥٦,٢٥	٥٠,٢٥	٣٩,٥٠	٢٥,٢٥

- يتم رسم النتائج التى فى الجدول السابق وذلك على ورقة رسم بيانى كما هو بين بالشكل (٤-٥) مع توصيل النقاط بمنحنى هو منحنى التدرج الحبيبى.



شكل (٤-٥) منحنى التدرج الحبيبى للمثال السابق

ولتصنيف التربة فمثلاً باتباع طريقة (M.I.T) فتوصف التربة بأنها زلط متدرج ورمل ناعم إلى متوسط وقليل من المواد الناعمة.

التجربة الرابعة : تعيين حدود القوام للتربة (حدود أتربرج) الناعمة:

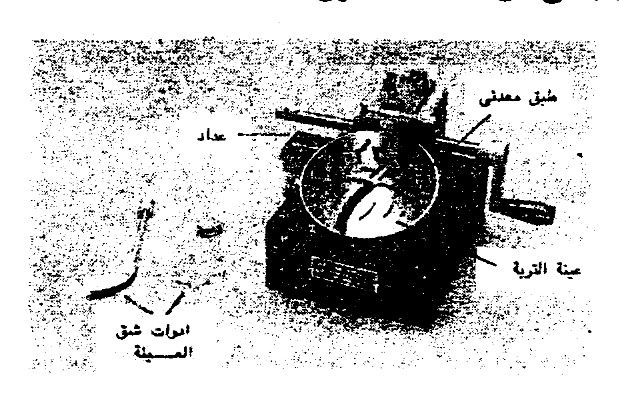
كما هو معروف تجرى تجارب حدود القوام على التربة الطينية والطميية أو الجزء الناعم المار من منخل رقم ٤٠ للتربة الخشنة لمعرفة نوعية هذا الجزء الناعم.

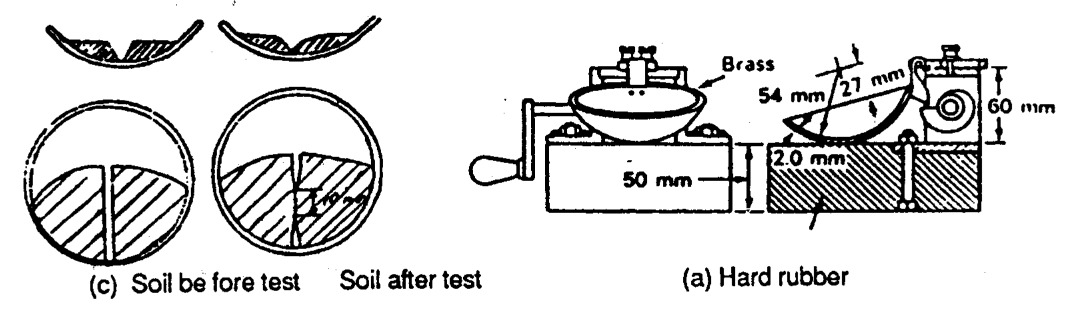
أ) تعين حد السيولة للتربة الناعمة:

- *الأجهزة والمعدات:*

جهاز كازاجراند كما هو مبين بالشكل (٤-٦) - أدوات شق العينة ويتكون هذا الجهاز من طبق معدنى يمكن أن يرتفع بطريقة وبتجهيزة معينة بإدارة اليد الموضحة بالشكل (٤-٦) لمسافة قدرها واحد سم يمكن ضبطها قبل

البدء فى التجربة ثم يسقط الطبق سقوطاً حراً على القاعدة - منخل قياس رقم ٤٠ - هون بمدق من المطاط - فرن.





شكل (٤-٦) جهاز كازاجراند لتعيين حد السيولة للتربة الناعمة

- ***الخطوات:***

١- يتم استخدام عينة طبيعية من التربة بشرط ألا تحتوى على حبيبات كبيرة وبصفة عامة إذا كانت التربة ذات حبيبات كبيرة فيجب نخل العينة على منخل رقم ٤٠ ويؤخذ المار من هذا المنخل ليعتبر العينة التى سوف يتم إجراء الاختبار عليها بعد تجفيفها فى الفرن وصحنها بواسطة هون بمدق من المطاط الجامد.

٢- تخلط عينة التربة بعد تجهيزها كما ذكر فى البند (١) وتخلط بكمية من المياه تكفى لكى تكون منها عجينة لينة.

٣- يتم وضع جزء من العينة فى حوالى الثلث الأمامى من طبق جهاز كازاجراند باستخدام سكينة المعمل بحيث يكون سمكها فى الطبق واحد سم.

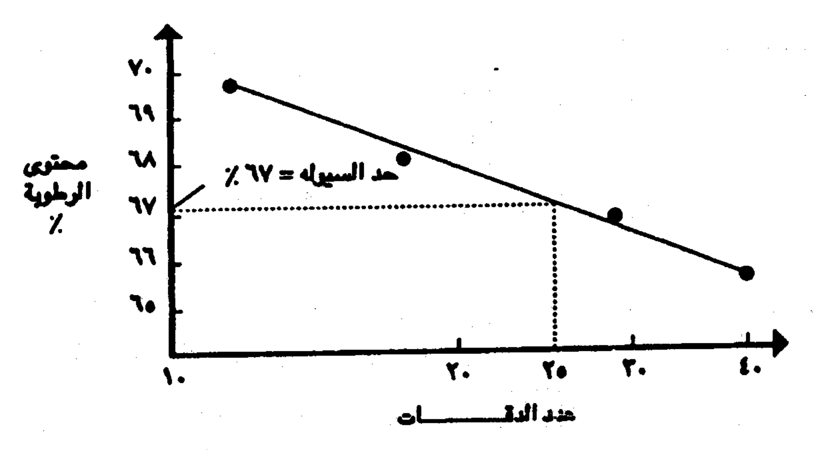
٤- يــتم تقسيم لعينة فى الطبق إلى قسمين باستخدام أدوات شق العينة (هناك نموذجيــن لهــذه الأداة تسـلح كل منهما لأنواع معينة من التربة حسب لزوجتها). هذه الأداة تجعل المسافة بين القسمين حوالى ٣ مم وفى نفس الوقت تؤكد أن سمك العينة فى الطبق ١ سم تماماً.

٥- يتم إدارة يد جهاز كازاجراند بمعدل لفتين فى الثانية وهو معدل دق الطبق علــى القــاعدة مما يجعل جزئى التربة المنقسمين ينسابان على بعضهما فتضــيق المســافة بيــنهما مع تتابع الدقات إلى أن ينطبقا على بعضهما بامــتداد مسافة حوالى ١٣ مم وهنا يتم إيقاف عملية الدق، ويسجل عدد الدقات والذى يبين على عداد خاص بذلك الجهاز.

٦- يتم أخذ عينة من التربة التى أجرى عليها الاختبار السابق وتعيين محتوى رطوبتها.

٧- تكرر الخطوات السابقة بعد تغيير محتوى الرطوبة للعينة بإضافة نقاط من المــياه أو بعــض التربة الجافة مع الخلط الجيد، ويفضل أن يتراوح عدد الدقات فى المحاولات المختلفة ما بين ١٠ ، ٤٠ دقة.

٨- يــتم رسم العلاقة بين عدد الدقات ومحتوى الرطوبة وذلك فى صورة خط مســتقيم يتوســط الــنقط كمــا هو مبين بالشكل (٤-٧) ومن هذا الخط المستقيم يتم استنتاج حد السيولة وهو عبارة عن محتوى الرطوبة المقابل لعدد خمسة وعشرون دقة بجهاز كازاجراند.



شكل (٤-٧) بيانى العلاقة بين عدد الضربات أو الدقات بجهاز كازاجراند ومحتوى الرطوبة للتربة الناعمة وكيفية تحديد حد السيولة للتربة

ب) تعيين حد اللدونة للتربة الناعمة:

- ***الأجهزة والمعدات:***

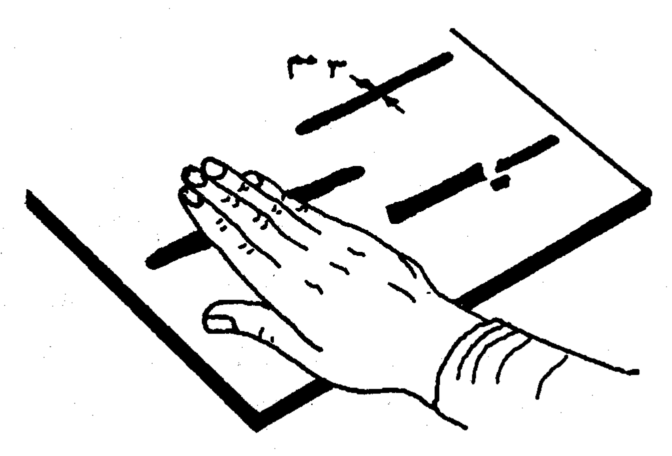
لوح زجاجى - منخل قياسى رقم ٤٠ - هون بمدق من المطاط - فرن

- ***الخطوات:***

١- يــتم تجهيز عينة الاختبار مثل عينة اختبار تعيين حد السيولة للتربة وهى إمــا باستخدام عينة طبيعية بشرط ألا تحتوى على حبيبات كبيرة أو يمكن استخدام عينة بعد تجفيفها فى الفرن ثم صحنها فى هون بمدق من المطاط الجامد مع استبعاد الحبيبات الكبيرة بحيث تمر العينة من منخل رقم ٤٠.

٢- يتم خلط العينة بكمية من المياه تكفى لكى تكون منها عجينة لدنة.

٣- يــتم فــتل العينة على لوح زجاجى باستخدام أصابع اليد. يلاحظ أن الحبل يبدأ فى التشقق إذا صغر قطره عن مقاس معين حسب قوام العينة - تكرر عملــية الفــتل للحبل حتى يبدأ الحبل فى التشقق عند قطر ٣ مم كما هو مبين بالكروكى (٤-٨).



شكل (٤-٨) كيفية تعيين حد اللدونة

٤- يتم أخذ عينة من الحبل ويعين محتوى رطوبتها.

٥- يــتم تكــرار الــتجربة ثلاثــة مرات على الأقل ثم يحسب متوسط محتوى الرطوبة لهذه التجارب فيكون هو حد اللدونة المطلوب.

جـ) تعيين حد الانكماش للتربة الناعمة:

- ***الأجهزة والمعدات:***

فــرن - هون بمدق من المطاط الجامد - منخل رقم ٤٠ - لوح بلاستيك لدفــع العينة الجافة فى الزئبق - وعاء تجهيز العينة - وعاء لقياس حجم العينة الجافة - جفنة.

- ***الخطوات:***

١- يــتم تجهيز عينة الاختبار مثل عينات الاختبار حدى السيولة واللدونة كما ذكرنا.

٢- يــوزن وعاء منتظم معلوم الأبعاد (بحيث يمكن حساب حجمه وليكن V_1) بعد دهانه من الداخل بالفازلين.

٣- يتم عجن عينة التربة بكمية وفيرة من المياه وتوضع داخل الوعاء إلى أن يمتلئ ثم يوزن الوعاء مملوءاً بالتربة وليكن وزن التربة (W_1).

٤- يــتم وضــع الوعاء داخل فرن حتى تجف العينة ثم يوزن ثم يحسب وزن العينة بعد جفافها وليكن (W_d) ومنه يتم حساب محتوى الرطوبة الابتدائى وليكن (w_1).

٥- ترفع العينة من الوعاء ويملأ بالزئبق.

٦- نحفــر جفــنه ونضع بداخلها الوعاء المملوء بالزئبق وتدفع العينة الجافة لتغوص فى الزئبق باستخدام لوح بلاستيك فتزاح كمية من الزئبق وتتجمع فى الجفنة.

٧- يوزن الزئبق المزاح ويقسم الوزن على كثافة الزئبق (١٣,٥٣جرام/سم٣) وبذلك يتم حساب حجم العينة الجافة (V_d).

٨- يتم حساب حد الانكماش للتربة (S.L) من العلاقة التالية :

$$S.L = \left[w_1 - \frac{(V_1 - V_d)\gamma_w}{W_d} \right] \times 100 \qquad \text{............} \qquad (4-5) \quad *$$

د) تعـيين الكـثافة الحقلـية للتربـة (كـثافة التربـة فـى الموقـع) (Bulk Density) والكثافة الجافة للتربة (Dry Density):

i - أهمية الكثافة الكلية والكثافة الجافة:

• كما ذكرنا سابقاً فإن الكثافة الكلية (الحقلية) للتربة هى عبارة عن وزن حجم معين من التربة بحالته الموجود عليها وهو.

$$\gamma_b = \frac{\text{الوزن الكلى للتربة } (w_s)}{\text{(الحجم الكلى للتربة) } V_t}$$

وذلك بوحدات طن/م٣ أو جرام /سم٣

كمــا وأن الكثافة الجافة هى عبارة عن وزن الحبيبات الصلبة (w_s) مقسوماً على الحجم الكلى للتربة (V)

i.e. $\gamma_d = \frac{w_s}{V}$

بوحدات طن/م٣ أو جرام/سم٣

هــذا وأن هناك علاقة بين الكثافة الكلية والكثافة الجافة ومحتوى الرطوبة للتربة (w %) كما يلى :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\,\%}$$

• هــذا وتجــدر الإشارة إلى أنه يتم تعيين كثافة التربة الحقلية لأغراض مختلفة نذكر منها :

أ) فى حسابات الجهد الكلى الواقع على التربة عند منسوب معين أسفل سطح الأرض وهــو يساوى جهد التربة الصافى عند منسوب التأسيس + وزن عمود التراب فوق منسوب سطح الأرض (γ_h)

i.e. $f_t \cong f_{net} + \gamma_b\, h \quad t/m^2$

وأن وزن عمــود الــتربة بالضبط ($\gamma_b\ h$) يعادل سمك كل طبقة من التربة (h_i) تعلو ذلك المنسوب فى كثافتها (γ_{bi}).

i.e. $\gamma_b\, h = \Sigma\, \gamma_{bi}\, h_i \quad t/m^2$

ب) تقدير قدرة وقوة تحمل طبقة معينة من التربة وصلاحيتها للتأسيس عليها كما هو الحال عند تنفيذ طبقة إحلال فى موقع معين لإنشاء مبنى أو طبقة أساس لطريق وذلك عن طريق تحديد كثافة التربة الجافة لهذه التربة (γ_d) بعد تعيين كثافتها الكلية (γ_b) وتحديد ما يسمى بدرجة الدمك النسبى للتربة وهى عبارة عن النسبة بين الكثافة الجافة للتربة فى الموقع (γ_d) وأقصى كثافة جافة محتملة لهذه التربة ($\gamma_{d\ max}$) i.e. $D_r\ \% = \frac{\gamma d}{\gamma d\ max} \times 100$

وبديهى أنه كلما زادت الكثافة الجافة للتربة (γ_d) كلما زادت نسبة المواد الصلبة فى التربة مما يعطى دليلاً ومؤشراً عن اكتساب التربة قوة ومقاومة تحمل عالية.

ii – ***تحديد وتعيين كثافة التربة الحقلية والكثافة الجافة لها:***

لتحديد كثافة التربة داخل حفرة اختبار أو على سطح طبقة إحلال لأساس ما أو على سطح ممهد كأساس لطريق ما، يتم استخدام إحدى الطريقتين الآتيتين وذلك حسب نوعية التربة كما يلى :

أ) **طريقة القالب ذو الحد القاطع:**

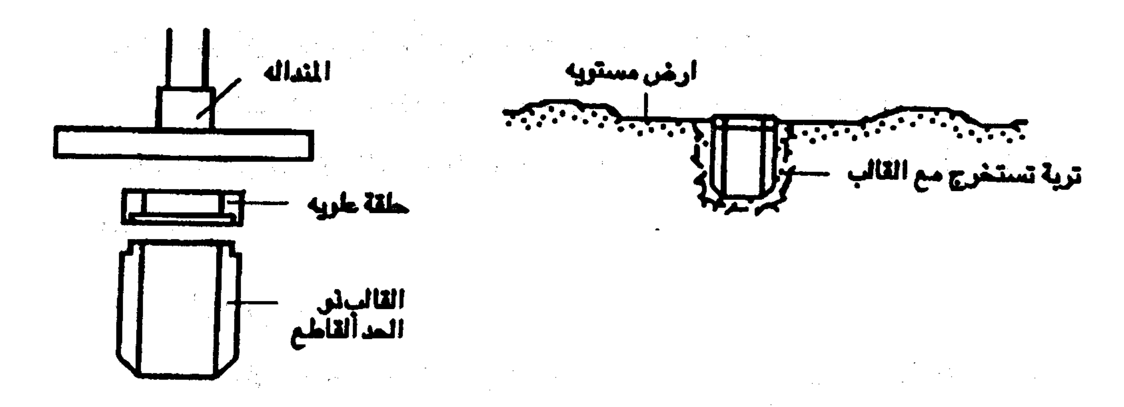
تستخدم هذه الطريقة فى حالة تعيين الكثافة الكلية والجافة للتربة المتماسكة (cohesive soil).

– ***الأجهزة والمعدات:***

القالب ذو الحد القاطع ومشتملاته من حلقة علوية ومندالة – ميزان حساس – علب فارغة – قدة حديدية.

– ***الخطوات:***

١– يتم تسوية سطح التربة العلوى ويوضع عليه القالب بالحلقة العلوية وكما هو مبين بالشكل (٤–٩).



شكل (٤-٩) طريقة القالب ذو الحد القاطع لتعيين الكثافة الحقلية للتربة المتماسكة

٢- يـــتم دق القالب باستخدام مندالة يدوية حتى يغوص فى التربة إلى حوالى نصف ارتفاع الحلقة العلوية.

٣- يـــتم الحفـــر حول القالب حتى يخرج بالتربة عالقة بجوانبه وبارزة بعض الشىء من أسفله.

٤- يـــتم إزالـــة الـــتربة العالقة بجوانب القالب وتخلع الحلقة العلوية ويسوى سطحى التربة السفلى والعلوى مع نهايتى القالب بقدة حديدية.

٥- يـــتم وزن القالب بالتربة وبمعرفة وزنه فارغاً يتم تعيين وزن التربة التى تملؤه.

٦- يتم حساب حجم التربة التى تملأ القالب وذلك من قياس أبعاد القالب.

٧- يـــتم حساب كثافة التربة الحقلية بقسمة وزن التربة فى الخطوة (٥) على حجم التربة فى الخطوة (٦) بوحدات طن/م٣ أو جرام /سم٢ (γ_b).

٨- يـــتم إخـــراج عيـــنة التربة من القالب ثم يتم أخذ عينة من داخلها لتعيين محتوى الرطوبة الحقلية (w %).

٩- بمعلومية الكثافة الحقلية (γ_d) $(t/m^3 \text{ or } gr/cm^3)$ $\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\,\%}$

ب) **طريقة المخروط الرملى (Sand Cone method):**

تستخدم هذه الطريقة فى حالة تعيين الكثافة الحقلية أو الجافة وذلك للتربة المفككـــة الرملية أو الزلطية (Non cohesive soil) أو الطين الجاف الذى يتفتت بالدق.

- *الأجهزة والمعدات:*

جهـــاز المخـــروط الرملى بمشتملاته وهو يتكون من مخروط عليه حمام مركـــب عليه خزان لسكب الرمل - وعاء قياسى - صينية كما هو مبين بالشكل (٤-١٠) - ميزان - أكياس نايلون.



شكل (٤-١٠) جهاز المخروط الرملى لتعيين الكثافة الحقلية للتربة الرملية أو الزلطية

- *الخطوات:*

١- يــتم فـــى المعمـــل تحضير عينة قياسية من الرمل الجاف النظيف منتظم الحبيــبات وذلـــك بـــنخل الرمل على منخل ذو مقاس متوسط معين وليكن مـــنخل رقم ١٤ مثلاً (١,٤١ مم) وأخذ المار منه ثم نخله مرة تالية على مـــنخل أقـــل مقاساً منه وليكن منخل رقم ٢٥ (٠,٧٧ مم) وأخذ المحجوز عليه وبذلك يكون مقاس جميع حبيبات الرمل المحضر منتظماً وذو مقاس واحد يطلق عليه مار من رقم (١٤) ومحجوز على منخل رقم (٢٥).

٢- يــتم وضــع كمية من الرمل المحضر القياسى السابق إعداده داخل خزان سكب الرمل بحيث يمتلئ تماماً ويوزن (W_1).

٣- يوضــع الخــزان والمخــروط علــى سطح مستوى وذلك بالكيفية المبينة بالشــكل (٤-١١) ويفــتح الصــمام ليسقط الرمل من داخل الخزان ويملأ المخروط السفلى.

٤- يتم قفل الصمام ويوزن الخزان بالرمل المتبقى فيه وليكن (W_2).

٥- يتم حساب وزن الرمل الذى يملأ المخروط وهو يساوى ($W_c=W_1 - W_2$).

٦- يملأ الخزان ثانية بالرمل القياسى ويوزن وليكن (W_3).

٧- يــتم وضع فوهة المخروط على فوهة وعاء قياسى ذو حجم معلوم أبعاده منــتظمة بحيث يمكن تقدير حجم الوعاء وليكن (V_n) على أن يكون قطر الوعــاء مــثل مقاس قطر فوهة المخروط بالضبط ويفتح الصمام لينسكب الــرمل مــن الخــزان ويمــلأ الوعاء القياسى وبالطبع الجزء المخروطى الشكل.

٨- يتم قفل الصمام ويوزن الخزان بالرمل المتبقى فيه وليكن (W_4).

٩- من الوزنين السابقين (W_3) ، (W_4) يحسب وزن الرمل الذى يملأ الوعاء القياســى (W_n) وذلــك بمعــرفة وزن الــرمل الذى يملأ المخروط (W_c) كالآتى:

i.e. $W_n = W_3 - W_4 - W_c$

١٠- يــتم حساب كثافة الرمل المختار القياسى عندما ينسكب من الخزان ويمر مــن فــتحة الصمام إلى المخروط القياسى وذلك بقسمة وزن الرمل الذى يملأ الوعاء (W_n) على حجم الوعاء (V_n).

i.e. $\gamma_{sand} = \frac{W_n}{V_n}$ gr/cm^3

ملحوظة: الخطــوات السابقة من (١) إلى (١٠) يتم عملها وإعدادها فى المعمل مسبقاً قبل الذهاب إلى الموقع يلى ذلك الخطوات من (١٠) إلى (١٩) والتى يتم علمها وإجراؤها فى الحقل.

١١- يؤخــذ الجهــاز إلــى الموقع بعد ذلك مع كمية مناسبة من الرمل القياسى السابق تجهيزه فى المعمل فى الخطوة رقم (١) وذلك بالإضافة إلى صينية ملحقــة بالجهــاز مزودة بفتحة دائرية فى منتصفها قطرها هو نفس قطر فوهة المخروط كما يؤخذ ميزان وأكياس بلاستيك.

١٢- يتم تسوية سطح الأرض فى المكان المطلوب إجراء التجربة عليه (السطح العلوى للتربة) ثم توضع عليه الصينية.

١٣- يتم حفر التربة من الفتحة الوسطى التى بالصينية بحيث يخرج ناتج الحفر مــتجمعاً فوق الصينية ويستمر الحفر حتى الوصول على حفرة أسطوانية مساوية تقريباً فى العمق للوعاء القياسى المعملى، ويوضع ناتج الحفر فى كــيس بلاستيك ويقفل ويوزن لمعرفة وزن التربة المستخرجة من الحفرة بحالتها الطبيعية وليكن (W).

١٤- يــتم وزن الخــزان الرملى ذو المخروط وليكن (W_5) ثم يتم وضع فوهة المخــروط فــوق فتحة الصينية أى أعلى الحفرة ثم يفتح الصمام لينسكب (رمــل من الخزان فيملأ الحفرة زائد طبعاً المخروط. يقفل الصمام ويرفع الخزان ويوزن وليكن (W_6).

١٥- يتم حساب وزن الرمل الذى يملأ الحفرة وليكن (W_h).

$$W_h = W_5 - W_6 - W_c \quad (gr)$$

١٦- بمعلومية كثافة الرمل القياسى المحددة معملياً (γ_s) فى الخطوة رقم (١٠) يتم حساب حجم الرمل الذى ملأ الحفرة أى أن حجم الحفرة (V) يعادل :

$$V = W_h / \gamma_s$$

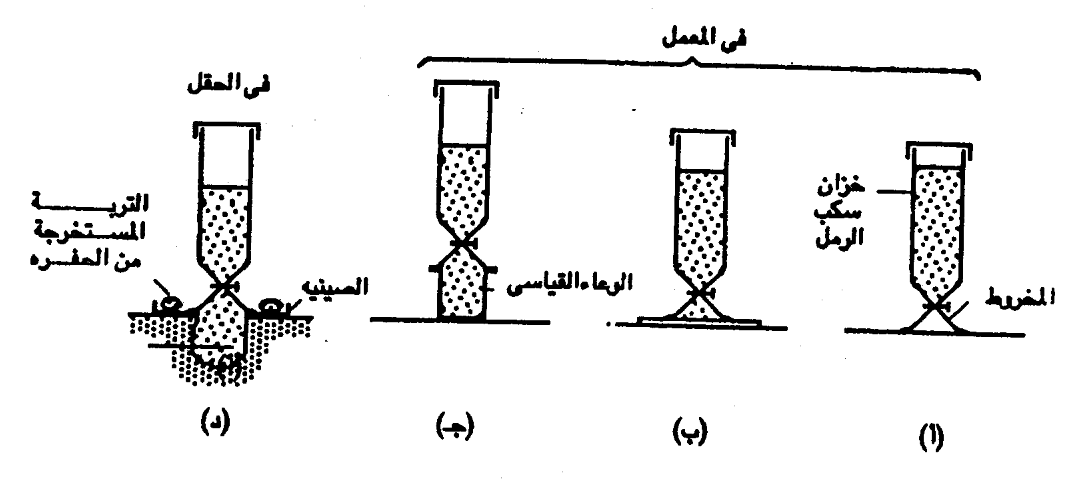
١٧- يتم حساب كثافة التربة الحقلية (فى الموقع) (γ_b) وذلك بقسمة وزن التربة الذى يملأ الحفرة (W_h) على حجم الحفرة (V) أى :

$$\gamma_b = \frac{W_h}{V} \quad (gr/cm^3)$$

١٨- يتم تعيين محتوى الرطوبة للتربة المستخرجة من الحفرة وليكن (w %).

١٩- يتم حساب كثافة التربة الجافة (γ_d) من المعادلة :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\%} \quad (gr/cm^3)$$



شكل (٤-١١) خطوات تعيين الكثافة الحقلية للتربة الغير متماسكة باستخدام طريقة المخروط الرملى

مثال:

المطلـــوب إجـــراء وتحديد قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع وذلك على السطح العلوى لتربة الإحلال المستخدمة فى أساسات مشروع ما وهى من الرمل النظيف وذلك بعد أن تم دمك طبقة الإحلال طبقاً للأصول والاشتراطات الفنية.

الحل: فى المعمل:

١- يتم تجهيز عينة قياسية من الرمل فى المعمل.

٢- يـــتم تحديـــد وزن الـــرمل الـــذى يملأ مخروط الجهاز وكذلك كثافة الرمل المنسكب من الخزان وذلك بدلالة المعلومات والنتائج التالية :

- وزن الخزان مملوء بالرمل القياسى = W_1 = ٨١٠٠ جرام
- وزن الخزان بعد ملئ المخروط = W_2 = ٧٦٠٠ جرام
- وزن الخزان مملوء بالرمل مرة ثانية = W_3 = ٨١١٠ جرام

- وزن الخزان بعد ملئ المخروط والوعاء القياسى (W_4) = ٦١٦٠ جرام
- قطر الوعاء القياسى = ١٠ سم
- ارتفاع الوعاء القياسى = ١٢ سم

تجرى الحسابات المعملية كالآتى :

∴ وزن الرمل الذى يملأ المخروط (W_c) = $W_2 - W_1$ = ٨١٠٠ – ٧٦٠٠ = ٥٠٠ جرام

، وزن الرمل الذى يملئ الوعاء القياسى (W_n) = ($W_3 - W_4 - W_c$)

أى أن (W_n) = ٨١١٠ – ٦١٦٠ – ٥٠٠ = ١٤٥٠ جرام

، حجم الوعاء القياسى (V_n) ٣,١٤ × (٥)^٢ × ١٢ = ٩٤٢ سم^٣

∴ كثافة الرمل الذى يسكب من الخزان والذى سوف يستعمل فى إجراء التجربة فى الحقل (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{W_n}{V_n} = \frac{1450}{942} = 1.54 \quad (gr/cm^3)$$ (جرام/سم^٣)

٣- بعد الذهاب إلى الحقل أجرى اختبار الكثافة على تربة الإحلال وكانت النتائج الحقلية كما يلى :

- وزن التربة المستخرجة من الحفرة (W) = ٢٨٠٠ جرام
- وزن الخزان وهو مملوء بالرمل القياسى (W_5) = ٨١١٠ جرام
- وزن الخزان بعد ملئ المخروط والحفرة بالرمل (W_6) = ٥٤١٠ جرام

٤- يتم تحديد الكثافة الحقلية للتربة بالموقع كما يلى بمعلومية المعلومات والنتائج الحقلية والمعملية السابقة :

- وزن الرمل الذى يملأ الحفرة (W_h) = $W_5 - W_6 - W_c$

= ٨١١٠ – ٥٤١٠ – ٥٠٠ = ٢٢٠٠ جرام

- حجم الحفرة $(V) = \frac{(W_h)}{\gamma_s} = \frac{٢٢٠٠}{١,٥٤} = ١٤٢٩$ سم٣
- كثافة التربة الحقلية لتربة الإحلال $(\gamma_b) = \frac{(W_h)}{V} = \frac{٢٨٠٠}{١٤٢٩} = ١,٩٦$ جرام/سم٣

٥- يتم تحديد محتوى الرطوبة للتربة بالموقع وذلك بعد الرجوع إلى المعمل حيث أخذت عينة من التربة وزنها ٨٠ جرام من داخل الكيس المحفوظ به التربة المستخرجة من الحفرة وتم تجفيفها بالفرن فنقص وزنها إلى ٦٥ جرام.

محتوى الرطوبة % $(w) = \frac{٨٠ - ٦٥}{٦٥} \times ١٠٠ = ٢٣,١$ %

٦- بمعلومية الكثافة الحقلية (γ_b) فى الخطوة رقم (٤) السابقة ومحتوى الرطوبة (w) فى الخطوة رقم (٥) يتم حساب الكثافة الجافة (γ_d) كالآتى :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\,\%} = \frac{1.96}{1 + 0.231} = 1.59 \quad (gr/cm^3)$$

هـ) تعيين الكثافة النسبية للتربة الرملية *(Dr %)*:

• كما ذكرنا سابقاً فإن الكثافة النسبية للتربة تعبر عن كثافتها ودرجة ونسبة دمكها فى الطبيعة وذلك بتحديد مدى قرب نسبة فراغاتها الفعلية الموجودة عليها (e) بالحدين الأعلى (e_{max}) والأدنى (e_{min}) لنسبة فراغات محتملة لنوعية التربة والتى تتوقف على تدرجها وشكل حبيباتها وذلك من المعادلة التالية :

الكثافة النسبية $$(D_r) = D_r\,\% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

• إذا كانت تربة إحلال أو تربة رملية طبيعية تتكون من الرمل أو الزلط بدون مواد ناعمة (طمى وطين) فإنه يمكن تقييم درجة تحملها بإيجاد الكثافة النسبية لها وذلك بالخطوات التالية :

١- تحضـــر عينة من الرمل ونجففها ثم نأخذ منها وزن مناسب يوضع داخل وعـــاء منتظم الأبعاد ونجرى عملية هز الوعاء بحيث يملأ الرمل أقل حجم وحـــيز ممكن بالوعاء، ثم يتم تعيين وزن الرمل الذى يملأ الوعاء ثم يتم تعييـــن أقصــــى كثافة جافة للتربة $(\gamma_{d\ max})$ بقسمة وزن الرمل على حجم الوعاء.

٢- بمعلومية أقصى كثافة جافة $(\gamma_{d\ max})$ يتم تعيين أقل نسبة للفراغات ممكنة (e_{min}) من العلاقة :

$$\gamma_{d\,(max)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{min}}$$

حيث (G_s) الوزن النوعى ، (γ_w) = كثافة الماء (١ جرام/سم٣)

أى أن :

$$\text{i.e.} \quad e_{min} = \frac{G_s - \gamma_{d\,max}}{\gamma_{d\,max}}$$

٣- يـــتم أخذ كمية أخرى من الرمل ونضعها فى الوعاء برفق إلى أقصى حد ممكن لتكوين هيكلاً هشاً ومفككاً من التربة، ثم يتم حساب وزن التربة فى هـــذه الحالـــة لنحسب منه أدنى قيمة ممكنة للكثافة الجافة $(\gamma_{d\ min})$ وذلك بقسمة وزن التربة فى هذه الحالة على حجم الوعاء (جرام/سم٣).

٤- بمعلومـــية أدنى قيمة ممكنة للكثافة الجافة $(\gamma_{d\ min})$ يتم تعيين أقصى نسبة فراغات ممكنة للتربة (e_{max}) من العلاقة :

$$\gamma_{d\,min} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{max}}$$

أى أن :

$$e_{max} = \frac{G_s - \gamma_{d\,min}}{\gamma_{d\,min}}$$

٥- بعـــد تحديـــد قيمة الحد الأدنى والأقصى لنسبة الفراغات لنوعية الرمل أو الزلط المستخدمة فى تربة الإحلال أو أى طريق، يتم إجراء تجربة مخروط الـــرمل القياســـى لـــتحديد كل من الكثافة الكلية والكثافة الجافة للتربة فى

الحقـل أى (γ_d) فـى الموقـع ومـن هـذه القيمة يتم حساب قيمة نسبة الفراغات للتربة المدموكة فى الموقع (e) وذلك باستخدام العلاقة التالية :

$$\gamma_d \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$$

أى أن :

$$e \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s - \gamma_d \text{ (فى الموقع)}}{\gamma_d \text{ فى الموقع}}$$

٦- بدلالة القيم المحسوبة لكل من (e_{max}) من الخطوة رقم (٤) و (e_{min}) من الخطـوة رقم (٢) و (e) فى الموقع المدموك من الخطوة (٥) يتم حساب الكثافة النسبية للتربة الرملية (D_r) من المعادلة المعروفة :

$$D_r \% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

٧- من قيمة (Dr %) المحسوبة فى الخطوة رقم (٦) يتم وصف التربة حسب كثافـتها طـبقاً للجدول (٤- ٤) حيث يقال عنها مفككة جداً أو مفككة أو متوسطة الكثافة أو كثيفة .... الخ.

مثال:

لـتربة رملـية استخدمت فى تربة الإحلال لأساسات مشروع ما ثم تعيين قيمتى أقصى وأدنى نسبة فراغات ممكن لهذه التربة وكانت ٩٤% ، ٥٠% على الـتوالى وتـم إجراء اختبار المخروط القياسى للتربة بعد دمكها حيث كانت قيمة الكـثافة الجافـة للتربة فى الموقع تعادل ١,٧٢ طن/م٣ والمطلوب حساب درجة الكثافة النسبية لهذه التربة علماً بأن الوزن النوعى لها هو ٢,٧٠.

الحل: المعطيات:

$e_{max} = 0.94$, $e_{min} = 0.5$, γ_d فى الموقع $= 1.72$

يتم تعيين (e) نسبة الفراغات فى الموقع من العلاقة

$$e \text{ (فى الموقع)} = \frac{G_s - \gamma_d \text{ (فى الموقع)}}{\gamma_d \text{ (فى الموقع)}} = \frac{2.7 - 1.72}{1.72} = 0.57$$

بمعلومية (e_{max}) ، (e_{min}) ، (e) للتربة يمكن حساب % (Dr) كما يلى

$$Dr\,(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 = \frac{0.94 - 0.57}{0.94 - 0.50} \times 100 = 84\,\%$$

وهى قيمة تعادل حالة الرمل الكثيف (٦٥ - ٨٥ %).

مثال آخر:

تم تعيين قيمتى أقصى وأدنى نسبة فراغات ممكنة لتربة رملية تم استخدامها فى تربة إحلال أساسات حيث كانت ($e_{max} = 0.9$) ، ($e_{min} = 0.52$). فإذا أردنا الوصول بتربة إحلال لدرجة الدمك الكثيف فالمطلوب حساب أقل قيمة مسموح بها للكثافة الجافة التى تدمك بها تربة الإحلال مع فرض أن الوزن النوعى للتربة يعادل (٢,٦٥).

الحل:

لكى يعتبر الرمل كثيفاً فإن قيمة الكثافة النسبية لتربة الإحلال يجب ألا تقل عن ٦٥% وبالتالى يمكن رؤية نسبة الفراغات المناظرة لهذه التربة فى الموقع المدموك والمناظرة لهذه الكثافة وذلك من العلاقة التالية :

$$Dr\,\% = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

$$0.65 = \frac{0.9 - (e)}{0.9 - 0.52} \longrightarrow e = 0.653$$

وبمعلومية العلاقة بين نسبة الفراغات والكثافة الجافة للتربة بالموقع يمكن تعيين نسبة الكثافة الجافة للتربة بالموقع (γ_d).

$$\therefore \quad \gamma_d\,(\text{فى الموقع}) = \frac{G_s}{1+e} \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{2.65}{1 + 0.654} \times 1 = 1.60 \quad t/m^3$$

الفصل الخامس
الخواص الميكانيكية للتربة
MECHANICAL PROPERTIES OF SOIL

٥-١ مقدمة:

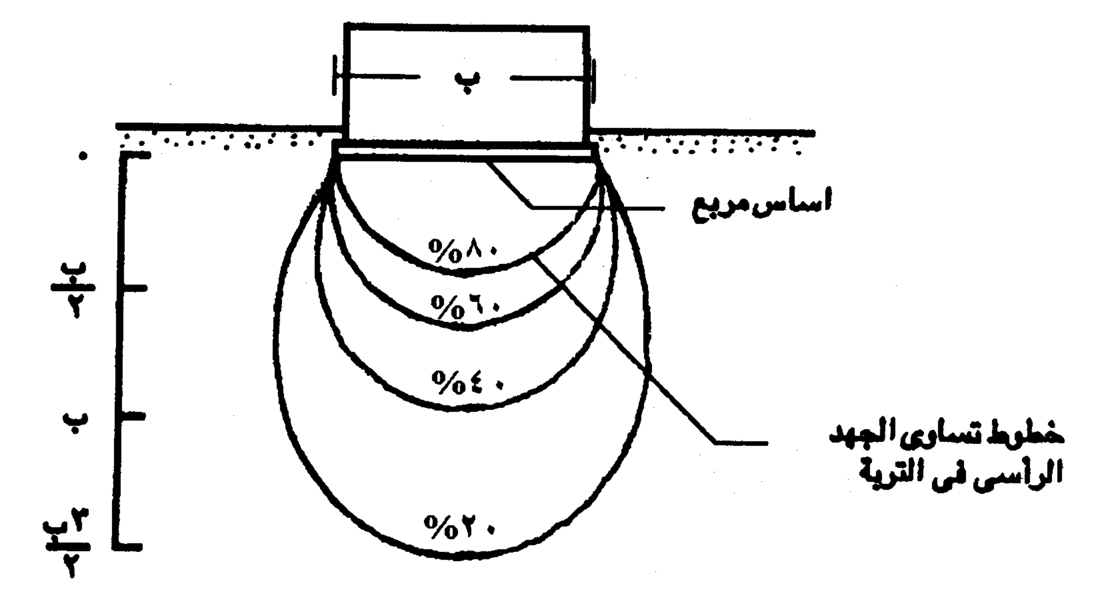
* تختص الخواص الميكانيكية للتربة بتعيين وتحديد خواصها ودراسة سلوكها تحت تأثير الأحمال من حيث مدى مقاومتها وقدرة تحملها ومقدار هبوطها ودرجة دمكها وتشكلاتها المختلفة وتشمل هذه الخواص ما يلى :

١- توزيع الإجهادات الرأسية والأفقية فى التربة.
٢- هبوط التربة.
٣- دمك التربة.
٤- مقاومة القص للتربة.
٥- قدرة تحمل التربة.
٦- الضغط الجانبى الفعال للتربة.
٧- اتزان ميول التربة.
٨- حركة المياه فى التربة تحت الضاغط المائى.
٩- ضغط الانتفاش للتربة.

٥-٢ توزيع الإجهادات فى التربة:

٥-٢-١ مقدمة:

* عند تعرض تربة ما لأحمال رأسية منقولة خلال الأساس فإن التربة فى هذه الحالة تتعرض لإجهادات رأسية أسفل الأساس سرعان ما تتأثر بها حبيبات التربة أسفل وعلى جوانب الأساس حيث أن هذه الإجهادات تنتشر فى التربة من القيمة القصوى لها أسفل الأساس مباشرة وتقل تدريجياً مع زيادة العمق عن بطنية الأساس وأيضاً مع زيادة البعد والمسافة الجانبية عن الأساس كما هو مبين بالشكل (٥-١).



شكل (٥-١) كيفية توزيع الإجهادات الرأسية فى التربة أسفل قاعدة أساس لمبنى مربعة الشكل

★ يبين الشكل (٥-١) كيفية انتشار الإجهادات الرأسية المنقولة من أساس قاعدة لمبنى ما مربعة الشكل وذلك من خلال خطوط تساوى الجهد الرأسى فى التربة. حيث يلاحظ أن الإجهادات الرأسية تقل لتصل إلى حوالى أقل من ٢٥% من قيمتها على عمق يساوى تقريباً عرض القاعدة.

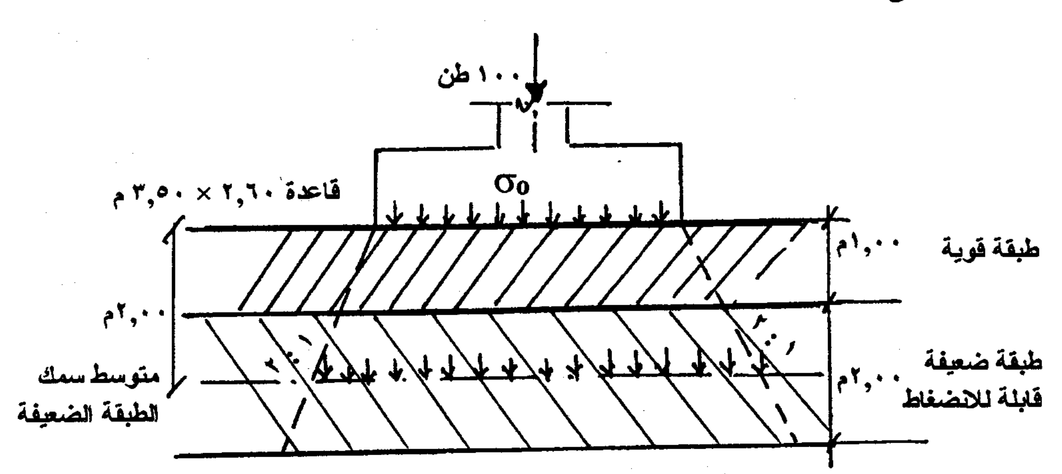
★ بناء على ما جاء بعاليه يتبين أن الإجهادات الواقعة على التربة لا تؤثر فقط على التربة أسفل الأساس مباشرة ولكنها تؤثر على طبقات التربة بالمنطقة المجاورة للأساس أو المبنى ولكن بدرجة محدودة تتوقف على بعد الطبقة المجاورة بالنسبة للأساس.

★ هذا ويجب التنويه إلى أنه عند الشروع فى تأسيس مبنى معين يجب ألا تقتصر دراسة خواص التربة على الطبقة الظاهرة عند عمق التأسيس فقط ولكن يجب أن تمتد هذه الدراسة لتشمل الطبقات التحتية للتربة أسفل الأساس وذلك نظراً لاحتمال وجود طبقات تربة ضعيفة سفلية قد تنضغط بدرجة عالية [بالرغم من تعرضها إلى إجهادات ضعيفة نسبياً بالمقارنة بتلك تحت الأساس وعند منسوب التأسيس] الأمر الذى

يؤدى إلى هبوط القواعد بقيم عالية ومتفاوتة عن بعضها مما يؤدى إلى أضرار بالمبنى ككل.

٥-٢-٢ كيفية حساب الجهد الواقع على التربة التحتية أسفل الأساسات:

★ إن حساب الجهد الواقع على التربة التحتية أسفل الأساسات يتم ذلك بطريقة تقريبية كالمبينة بالشكل (٥-٢) حيث قاعدة أبعادها ٢,٦٠×٣,٥ متر معرضة لحمل مركزى قدره ١٠٠ طن وهذه القاعدة ترتكز على طبقة من التربة سمكها ١,٠٠ متر ذات مقاومة عالية وغير قابلة للإنضغاط تليها طبقة ضعيفة ذات سمك ٢,٠٠ متر قابلة للإنضغاط والمطلوب حساب جهد التربة المتوسط الواقع على التربة أسفل الأساس مباشرة وعلى الطبقة الضعيفة.



شكل (٥-٢) حساب الجهد الواقع على طبقات التربة التحتية أسفل الأساسات

★ يتم فرض توزيع الجهود الرأسية أسفل الأساسات على طبقات التربة التحتية بطريقة تقريبية وذلك بميل ١ أفقى : ٢ رأسى وعليه فإن الإجهاد المتوسط الرأسى الواقع على التربة الضعيفة (عند منتصف ارتفاعها) وتحت أساس كما يلى :

- الإجهاد الواقع على التربة أسفل الأساس مباشرة = $\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}}$ =

$$\sigma_0 = \frac{100}{2.6 \times 3.5} = 11\ t/m^2$$

- الإجهاد الواقع على الطبقة الضعيفة على عمق ٢,٠٠ متر أسفل القاعدة = σ_1 =

$$\frac{\text{قيمة الحمل عند هذا المنسوب}}{\text{المساحة المعرضة للحمل}}$$

$$\therefore \quad \sigma_1 = \frac{100}{(2.6+2.0)\,(3.5+2.0)} = 3.95 \quad t/m^2$$

ومن هذا المثال يتبين مدى نقصان الإجهادات الواقعة على التربة كلما اتجهنا إلى أسفل.

٥-٣ هبوط التربة:

5-3 *Settlement of Soil:*

٥-٣-١ مقدمة:

عندما تؤثر الأحمال على التربة فإن الإجهادات الناشئة عنها تسبب تضاغط حبيبات التربة مباشرة بمجرد التأثير مع الحمل وهو ما يسمى بالهبوط الفورى (Immediate settlement) يلى ذلك هبوط نتيجة خروج المياه جزئياً من بين حبيبات التربة إذا كانت التربة ناعمة ومشبعة بالمياه وهو ما يعرف بهبوط التصلب (Consolidation settlement) وهذا النوع من الهبوط يستغرق وقتاً طويلاً نظراً لقلة نفاذية التربة الناعمة للمياه.

٥-٣-٢ أسباب حدوث الهبوط:

١- تعرض التربة إما لأحمال إستاتيكية مثل وزن المنشأ نفسه أو نتيجة لتشوينات كبيرة أو نتيجة لأحمال متحركة أو اهتزازات أثناء دق الخوازيق أو نتيجة الاهتزازات والذبذبات الخاصة بالماكينات.

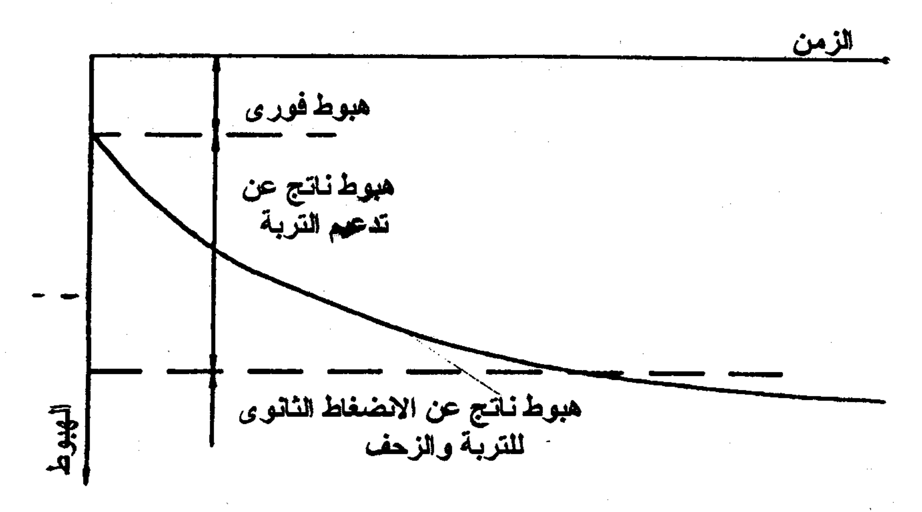
٢- تخفيض منسوب المياه الجوفية أسفل الأساسات والذى يؤدى إلى نقص حجم التربة المصاحب لخروج وسحب المياه من التربة.

٣- تتابع وتوالى تمدد وانكماش التربة الطينية (swelling and shrinkage).

٤- الحفر المجاور للأساسات أو نتيجة لأعمال وإنشاء الأنفاق.

٥-٣-٣ أنواع هبوط التربة *(Types of settlement)* تحت الأساسات:

★ يمكن تقسيم الهبوط الكلى الذى يحدث للأساسات وبصفة خاصة الأساسات الضحلة إلى ثلاثة عناصر كما هو موضح بالشكل (٥-٣).



شكل (٥-٣) عناصر هبوط الأساسات

(أ) هبوط فورى
(ب) هبوط ناتج عن تدعيم (تصلب) التربة
(جـ) هبوط ناتج عن الإنضغاط الثانوى للتربة والزحف

★ كما ذكرنا فإن الهبوط الكلى للتربة (Total settlement) تحت الأساسات (S) هو عبارة عن مجموع كل من الهبوط الفورى (S_i) وهبوط التصلب (S_c) وذلك مع دمج العنصرين الثانى والثالث مع بعضهما.

i.e. $S = S_i + S_c$ .... (5-1)

٥-٣-٣-١ *الهبوط الفورى:*

يحدث هذا النوع من الهبوط فور التأثير بالحمل كما ذكرنا. ففى حالة التربة غير المتماسكة (الرملية أو الزلطية) فإن الهبوط الفورى يكاد يكون مساوياً للهبوط الكلى المتوقع إذ أن النفاذية العالية التى تتميز بها هذه النوعية من التربة كافية لتبديد الضغط البينى فور تطبيق وتأثير الحمل، أما فى حالة التربة المتماسكة (الطينية) فإن الهبوط الفورى هو عبارة عن الإنضغاط المرن لطبقات الطين وهو يمثل عادة نسبة صغيرة من الهبوط الكلى فى حالة ما إذا كانت التربة مشبعة ويحدث ذلك مع ثبات الحجم. أما إذا كانت التربة غير مشبعة بالمياه أو كانت زائدة التدعيم بدرجة عالية فإن الهبوط الفورى يمثل جزءاً كبيراً من الهبوط الكلى المتوقع.

• يتم حساب وتقدير قيمة الهبوط الفورى للتربة أسفل الأساسات كالآتى:

أ) أساس على تربة بسمك لا نهائي:

$$S_i = P\,B\,\frac{1-\mu^2}{E_s}\,.\,I \qquad .... \qquad (5\text{-}2)$$

حيث (S_i) : مقدار الهبوط الفورى بالسم
، (P) : مقـدار الضـغط المنتظم المؤثر على التربة عند منسوب التأسيس (كجم/سم٢)
، (B) : عرض الأساس (سم)
، (μ) : نسبة بواسان للتربة [٠,٥ للطين المشبع ، ٠,٣ للطمى والرمل]
، (E_s) : معامل انضغاط التربة كجم/سم٢ (معامل مرونة التربة)
، (I) : معامل يأخذ فى الاعتبار شكل وجساءة الأساس (أنظر الجدول)

جدول (٥-١) معامل الشكل والجساءة (I) لمساحات محملة على تربة ذات حيز مرن نصف لا نهائى

الشكل والجساءة	قيم معامل الشكل والجساءة (I)			
	عند المركز	عند الركن	عند محيط الدائرة أو منتصف الحرف الطويل للمستطيل	المتوسط
دائرة - مرن	١,٠٠	-	٠,٦٤	٠,٨٥
دائرة - جاسئ	٠,٧٩	-	٠,٧٩	٠,٧٩
مربع - مرن	١,١٢	٠,٥٦	٠,٧٦	٠,٩٥
مربع - جاسئ	٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢
مستطيل - مرن				
L/B = 2	٠,٥٣	٠,٧٦	١,١٢	١,٣٠
= 5	٢,١٠	١,٠٥	١,٦٨	١,٨٢
= 10	٢,٥٦	١,٢٨	٢,١٠	٢,٢٤
مستطيل - جاسئ				
L/B = 2	١,١٢	١,١٢	١,١٢	١,١٢
= 5	١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠
= 10	٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠

ب) أساس على تربة بعمق *(H)*:

– *بالنسبة للأساس المرن:*

يمكن حساب الهبوط الفورى أسفل أساس مرن يرتكز على طبقة أفقية من التربة بعمق (H) من العلاقة التالية :

$$S_i = \frac{P}{E_s} . H \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}3)$$

حيث (S_i) : هو مقدار الهبوط الفورى بالسم

، (P) : قيمة الإجهاد الناتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك طبقة التربة (كجم/سم٢)

، (E_s) : معامل الإنضغاط للتربة (معامل المرونة) كجم/سم٢

، (H) : هو سمك طبقة التربة بالسم

– *بالنسبة للأساس الجاسئ:*

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفورى فى هذه الحالة بحساب الإجهاد أسفل النقطة المميزة كما يلى :

$$S_i = \frac{P\,B}{E_s} . I_c \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}4)$$

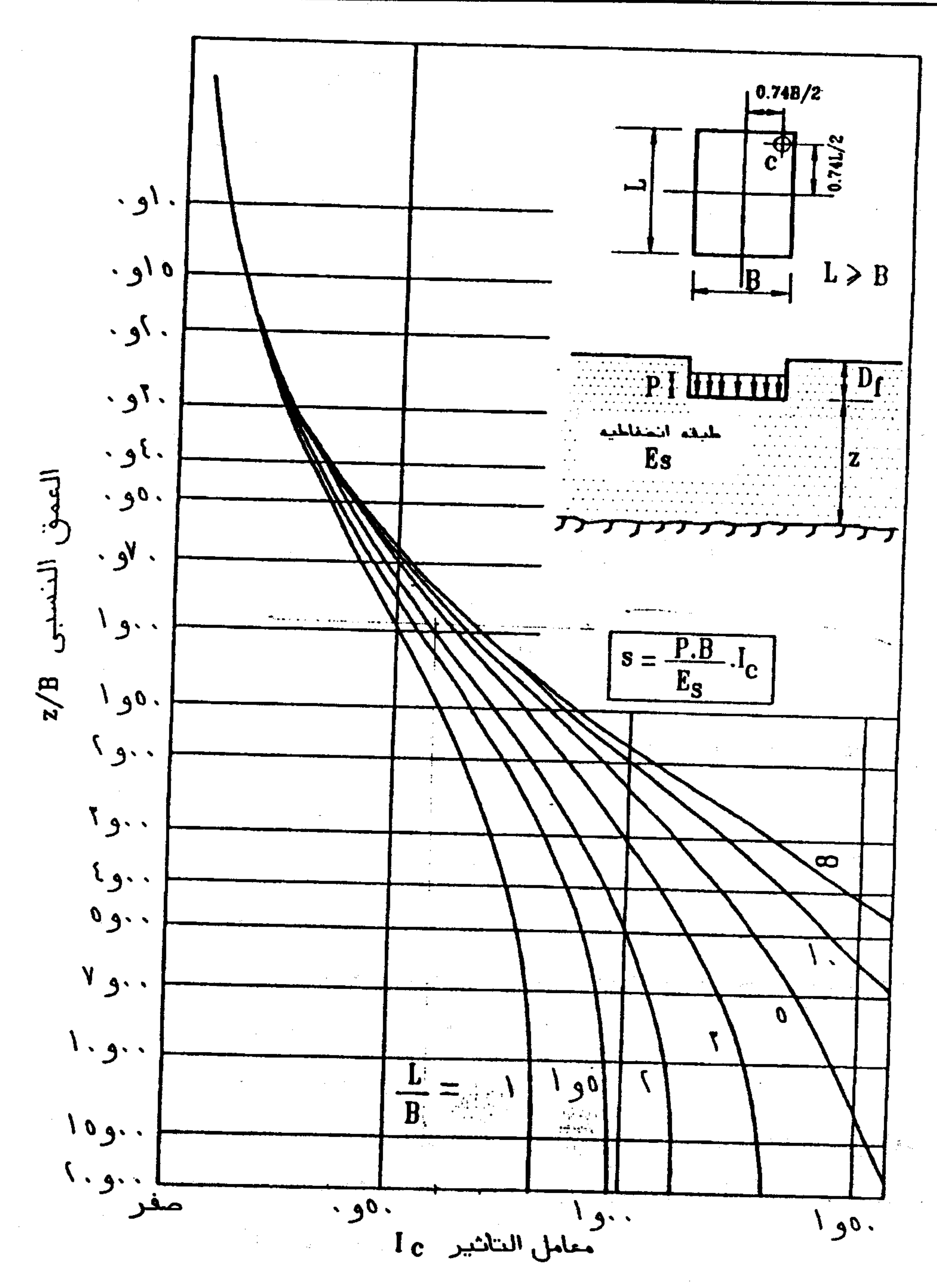
حيث (S_i) : مقدار الضغط الفورى بالسم

، (P) : مقدار الضغط الصافى المنتظم عند منسوب التأسيس (كجم/سم٢)

، (B) : عرض الأساس بالسم

، (E_s) : معامل إنضغاط التربة (كجم/سم٢)

، (I_c) : معامل التأثير ويؤخذ من الشكل (٥–٤) والذى يعتمد على العمق النسبى (Z/B) – (Z) هو عمق الطبقة الانضغاطية أسفل منسوب الأساس مباشرة



شكل (٥-٤) قيمة معامل التأثير (I_c) لحساب الهبوط الفورى لأساس جاسئ أسفل النقطة المميزة (c)

جـ) بالنسبة لأساس على تربة متعددة الطبقات:

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفورى بحساب الإجهادات المتولدة عند منتصف كل طبقة من تلك الطبقات (P_i) كما يلى :

$$\Sigma S_i = \Sigma \frac{P_i}{Es_i} . h_i \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}5)$$

حيث (Σs_i) : هو مقدار الهبوط الفورى الكلى للتربة متعددة الطبقات بالسم

، (P_i) : الإجهـاد النـاتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك الطبقة (i) (كجم/سم٢)

، (E_{si}) : معامل الإنضغاط للتربة للطبقة (i) (كجم/سم٢)

، (h_i) : سمك الطبقة (i) بالسم

٥-٣-٣-٢ الهـبوط النـاتج مـن تدعـيم وتصـلب الـتربة (S_c)

(Consolidation Settlement):

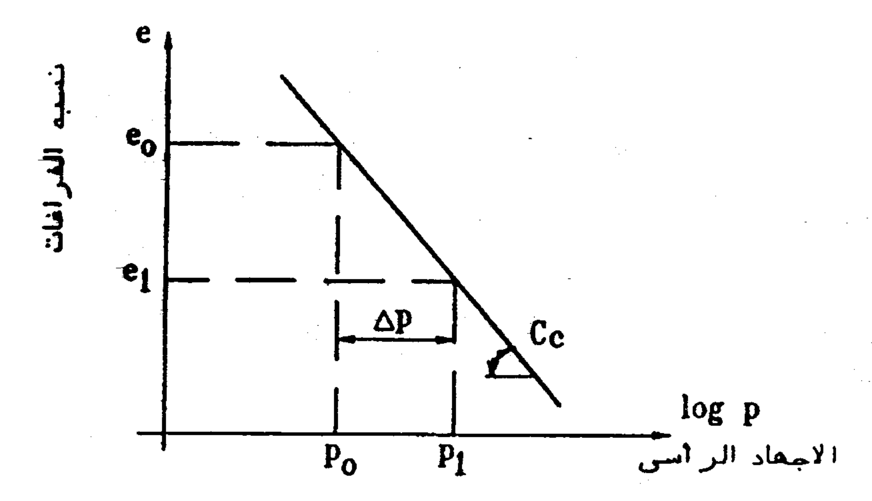
يحـدث هـذا الهـبوط بسبب النقص فى حجم فراغات التربة نتيجة لتبديد الضـغط البيـنى المـتولد من تأثير الأحمال المضافة إليها وفى هذه الحالة فإن العلاقـة بيـن الإجهاد والانفعال للتربة تختلف كثيراً تبعاً لدرجة التدعيم السابقة للـتربة، لذلك فمن الضرورى دراسة جيولوجية الموقع والأحمال التى تعرض لها فى الماضى.

❁ حساب الهبوط الناتج من تدعيم التربة للتربة عادية التدعيم:

• يطلق على التربة عادية التدعيم بأنها التربة التى لم يؤثر عليها ضغوط أكـبر من ضغط عبئ التربة الفعال المؤثر عليها الحالى عند حساب الهبوط وفى هذه الحالة يتم حساب الهبوط (S_c) الناتج من الحمل المؤثر كما يلى :

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} . H . \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}6)$$

حيث (C_c) : هـو قـيمة دليل الإنضغاط ويبين من نتائج تجربة التدعيم الأولية ويحـدد غالباً من رسم العلاقة (e - log P) بين نسبة الفراغات (e) والإجهاد المؤثر الرأسى (P) كما هو موضح بالشكل (٥ – ٥)



شكل (٥-٥) العلاقة بين الإجهاد الرأسى المؤثر على التربة ونسبة الفراغات للتربة عادية التدعيم

- (e_o) : نسبة الفراغات الابتدائية أو الأولية
- (P_o) : قيمة إجهاد العبء الرأسى الفعال والمؤثر عند منتصف سمك الطبقة المعرضة للإنضغاط
- (Δp) : قيمة الإجهاد الإضافى الرأسى عند منتصف سمك الطبقة
- (H) : سمك الطبقة

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب مراعاة استخدام المعادلة السابقة فقط فى حالة ما إذا كان سمك الطبقة القابلة للإنضغاط (H) أقل من نصف عرض الأساس. أما إذا زاد سمك الطبقة عن نصف عرض الأساس أو حدث تغيير فى خصائص الإنضغاط فإنه يجب تقسيم الطبقة المنضغطة إلى مجموعة من الطبقات المتتابعة ويتم حساب الهبوط لكل طبقة على حدة باستخدام المعادلة السابقة ويكون الهبوط الكلى هو المجموع الجبرى لقيم الهبوط للطبقات المتعددة.

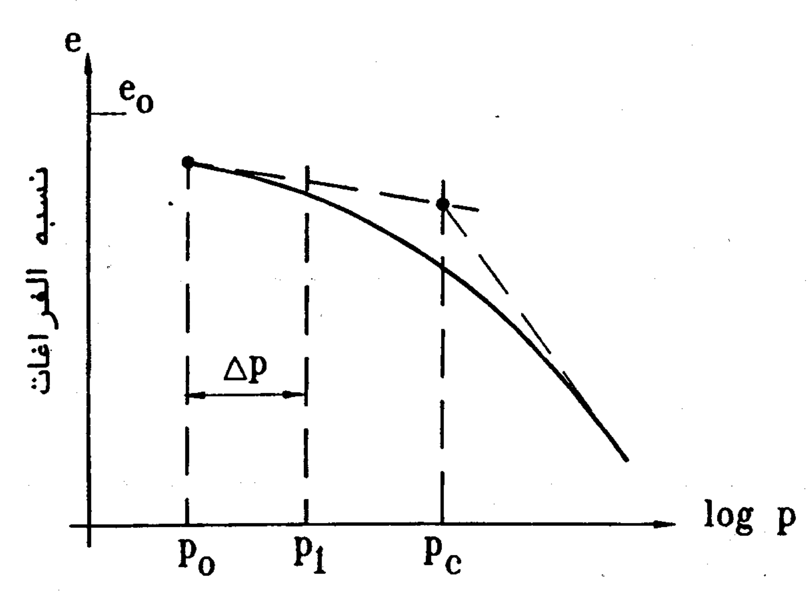
❁ حساب الهبوط الناتج من تدعيم التربة للتربة سابقة التدعيم:

• يطلق على التربة بأنها سابقة التدعيم إذا سبق تعرضها لضغوط أكبر من ضغط عبء التربة الفعال المؤثر عليها الحالى. إن سبق التدعيم للتربة يحدث نتيجة لعدة أسباب منها على سبيل المثال :

- انخفاض منسوب المياه الجوفية فى وقت ما فى الماضى.
- إزالة أوزان من التربة بفعل عوامل التعرية أو الحفر ..... الخ.

• يعــتمد حساب الهبوط فى هذه الحالة على مقدار الإجهاد الإضافى الذى يؤثر على التربة وذلك بالكيفية كما يلى :

أ) *إذا كان مجموع الإجهاد الإضافى وإجهاد عبء التربة الفعال الحالى أقل مـــن قيمة الضغط المسبب لسبق التدعيم (P_c) كما هو موضح بالشكل (٥-٦):*



شكل (٥-٦) كيفية حساب الهبوط فى الحالة (أ) السابقة [الإجهاد الإضافى + إجهاد العبء أقل من قيمة الضغط أو الإجهاد المسبب لسبق التدعيم]

• فى هذه الحالة يتم حساب قيمة الهبوط (S_c) كما يلى :

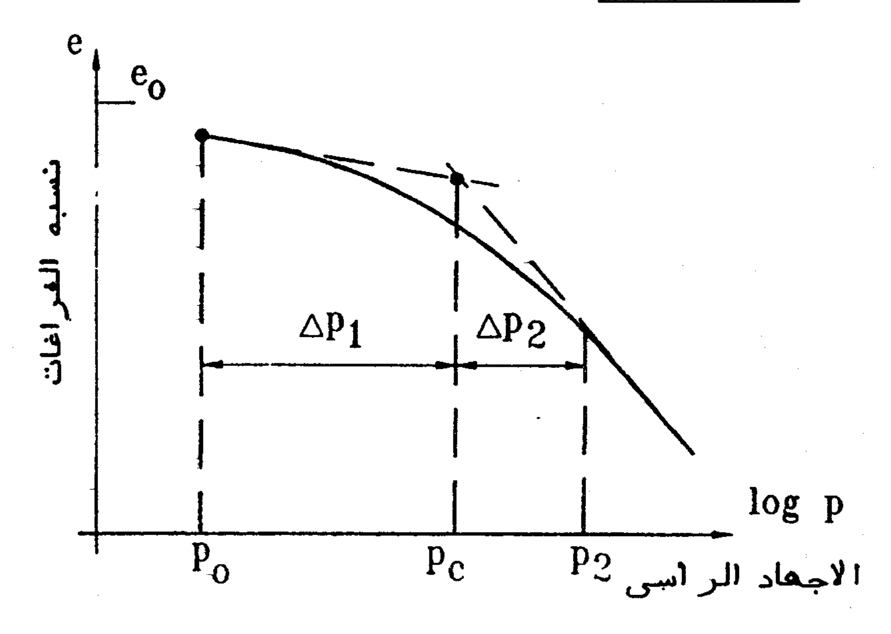
$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}7)$$

حيث (m_v) : هو قيمة معامل الإنضغاط الحجمى للتربة ويعين من تجربة التدعيم المعملية

، (Δp) : هو قيمة الإجهاد الإضافى الرأسى عند منتصف سمك الطبقة

، (H) : سمك الطبقة

ب) إذا كــان مجمــوع الإجهاد الإضافى وإجهاد عبء التربة الفعال الحالى أكــبر مــن قيمة الضغط المسبب لسبق التدعيم (P_c) كما هو موضح بالشكل (٥-٧):



شكل (٥-٧) كيفية حساب الهبوط فى الحالة (ب)

• فى هذه الحالة يتم حساب الهبوط (S_c) كما يلى :

* (5-8) .... $S_c = S_{c1} + S_{c2}$

حيث

* (5-9) .... $S_{c1} = m_v \cdot \Delta p_1 \cdot H$

* (5-10) .... $S_{c2} = \frac{C_c}{1+e_o} \cdot H \cdot \log \frac{P_c + \Delta P_2}{P_c}$ ،

ملحوظات هامة:

١- يجــب مــع مــراعاة أنه لاستخدام المعادلات السابقة يجب أن يكون سمك الطــبقة القابلــة للإنضغاط (H) أقل من نصف عرض الأساس أما إذا زاد السـمك عــن نصف عرض الأساس أو حدث تغيير فى خواص الإنضغاط فإنــه يجــب تقسـيم الطبقة المضغوطة إلى مجموعة طبقات متتالية ويتم

حســاب الهــبوط لكل طبقة على حدة باستخدام المعادلات السابقة ويكون الهــبوط الكلــى هــو المجمــوع الجــبرى لقيم الهبوط للطبقات المتعددة والمتتالية.

٢- فــى حالة التربة الطينية السابقة التدعيم فإن قيمة الهبوط المحسوب من المعادلات السابقة قد يعطى قيماً أزيد من الواقع (القيمة الحقيقية للهبوط) لذلك يجب عمل وإجراء التصحيح اللازم لهذا الهبوط وذلك طبقاً لما يلى :

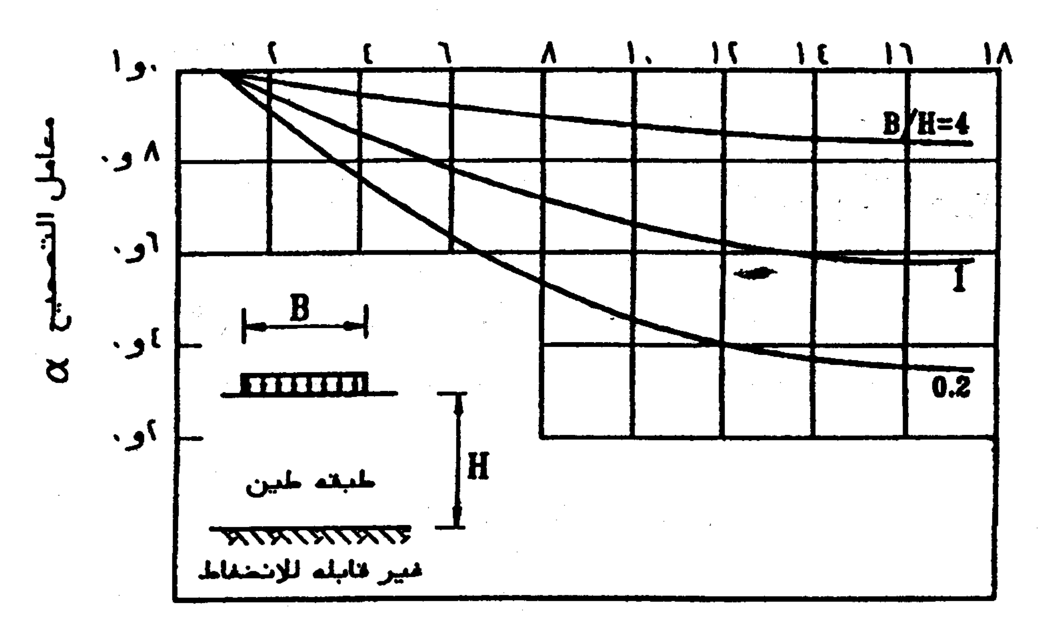
* القيمة الصحيحة للهبوط (S_c) تعادل :

$$S_{c\,(corrected)} = \alpha \, . \, S_{c\,(oc)}$$

حيث (α) : معــامل تصــحيح يعتمد على كل من نسبة سبق التدعيم (O.C.R) وعلــى عــرض مساحة التحميل وسمك الطبقة المعرضة للإنضغاط ويمكن تعينه من الشكل (٥-٨)

، ($S_{c(oc)}$): هو قيمة الهبوط المحسوب نتيجة زيادة الإجهاد من P_o إلى P_c كما ذكرنا سابقاً

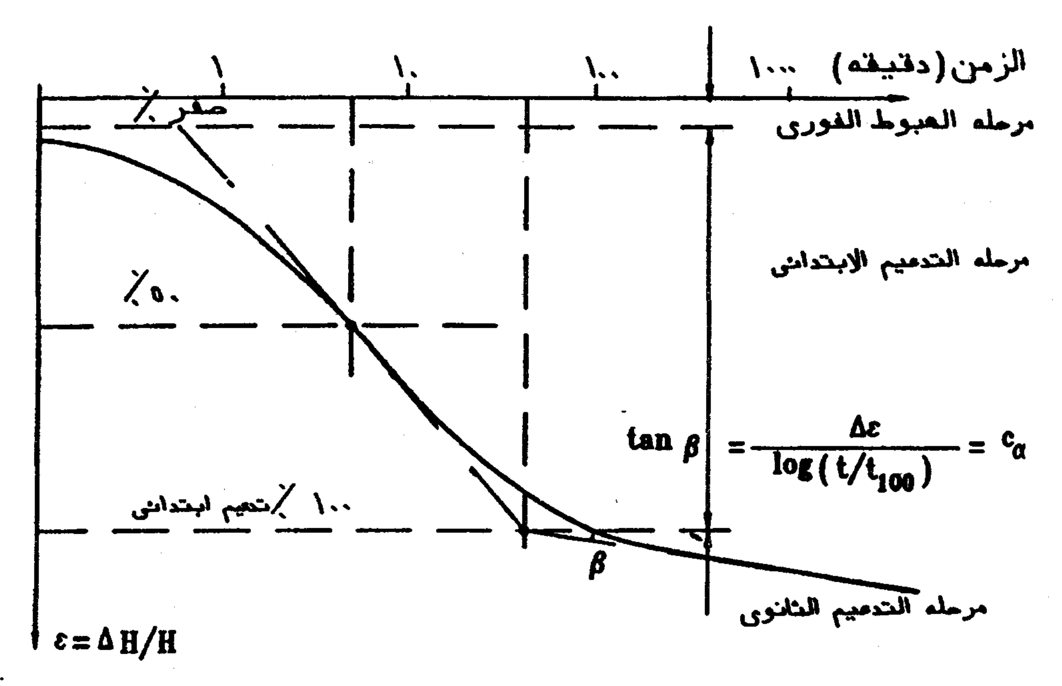
، (OCR): هى نسبة سبق التدعيم وهى تساوى $\left(\frac{P_c}{P_o}\right)$



شكل (٥-٨) العلاقة بين معامل التصحيح (α) ونسبة سبق التدعيم

٥-٣-٣-٣ الهبوط الناتج من الإنضغاط الثانوى للتربة (الزحف):

• كمـــا هو معروف بأنه طبقاً لنظرية التدعيم فإن الهبوط عادة ما يتوقف عند تبدد الضغط البينى المتولد من تأثير الأحمال المضافة إلا أنه عادة ما يستمر الهبوط مع الزمن وذلك نتيجة للزحف (الإنضغاط الثانوى) وكما هو مبين بالشكل (٥-٩).



شكل (٥-٩) منحنى العلاقة بين الانفعال والزمن لاختبار التدعيم

• يمثل الهبوط الثانوى عادة قيمة ملموسة من قيمة الهبوط الكلى وبصفة خاصة فى التربة العضوية والتربة الطينية عالية الإنضغاط.

• يتم حساب قيمة الهبوط الناتج من الإنضغاط الثانوى بعد زمن محدد (t) من المعادلة التالية :

$$S_{secondary} = C_\alpha \cdot H \cdot \log\left(\frac{t}{t_{100}}\right) \quad .... \quad (5\text{-}11) \quad *$$

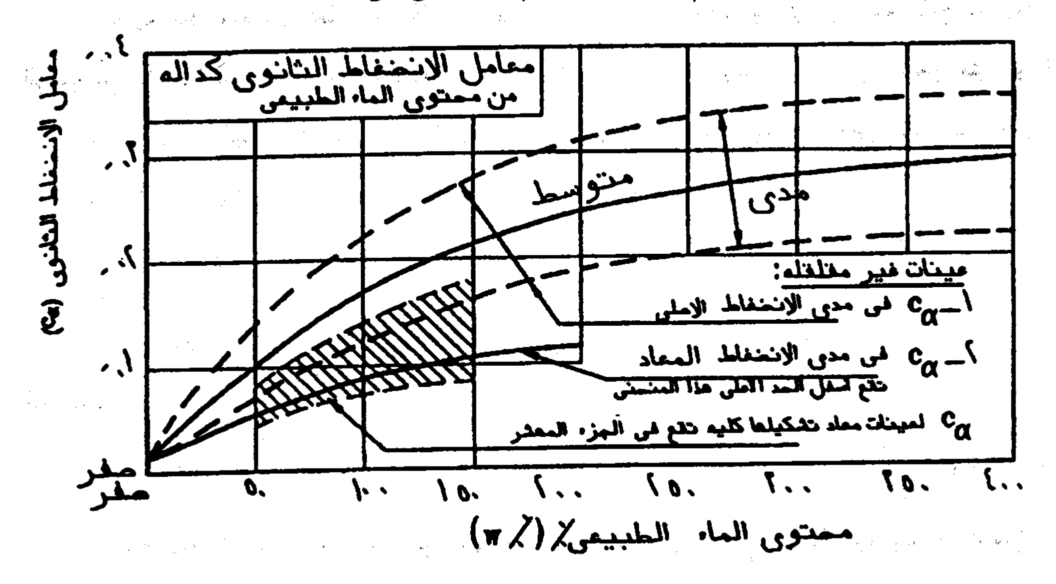
حيث ($S_{secondary}$) : هو قيمة الهبوط الثانوى للتربة

، (C_α) :معامل الإنضغاط الثانوى للتربة ويعبر عنه كالآتى :

$$C_\alpha = \tan\beta = \frac{\Delta\zeta}{\log(t/t_{100})}$$ (معدل تغيير الانفعال بالنسبة للوغاريتم الزمن)

وكما هو موضح بالشكل (٥-٩) حيث ($\Delta\zeta$) هو التغيير فى قيمة الانفعال ويمكـن أخـذ قيمـته مـن منحنى العلاقة بين معامل الإنضغاط الثانوى ومحتوى الماء الطبيعة [شكل (٥-١٠)].

- (H): سمك الطبقة القابلة للإنضغاط
- (t) : الزمن المراد حساب الهبوط الثانوى عنده مقاساً من بدء التحميل
- (t_{100}) : زمن تمام عملية التدعيم الابتدائى فى الطبيعة



شكل (٥-١٠) منحنى العلاقة بين معامل الإنضغاط الثانوى للتربة ومحتوى الماء الطبيعى

٥-٤ تحديد معاملات التربة اللازمة لحساب هبوط الأساسات:

★ تعتـبر الـتربة بصـفة عامـة مادة ذات خواص غير متماثلة فى الاتجاهات المخـتلفة ويمكن فى حسابات الهبوط افتراض أنها مادة ذات خواص متماثلة ومتجانسة فى الاتجاهات الثلاثة.

★ ولحسـاب هـبوط الأساسـات كما وضحنا فإن للتربة ثوابت ومعاملات يجب ضـرورة معـرفة قيمـتها وتحديدهـا مسبقاً قبل إجراء عملية الحسابات وهذه الثوابت

والمعـــاملات ذات قيم ثابتة تعتمد على طبيعة التربة وخواصها وسبق التدعيم من عدمه .... الخ، ومن هذه الثوابت والمعاملات ما يلى :

أ) معامل الإنضغاط فى الاتجاه الرأسى (E_s) أو معامل مرونة التربة.

ب) نسبة بواسان (μ).

جـ) معامل الإنضغاط الحجمى للتربة (m_v).

د) دليل الإنضغاط (C_c).

٥-٤-١ معامل إنضغاط التربة (E_s) (معامل مرونة التربة):

★ يعـــبر معامل إنضغاط التربة عن معدل تغيير الإجهاد الرأسى بالنسبة للانفعال الرأســـى المصاحب له عند تعريض عينة من التربة إلى إجهادات رأسية وذلك عند قيمة إجهـــاد رأســـى تتراوح ما بين [٠,٣ ←٠,٥] من أقصى إجهاد رأسى تتحمله التربة بوحدات (كجم/سم٢).

i.e. $$E_s = \frac{d\,\sigma}{d\,\zeta} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}12) \qquad *$$

★ يعـــبر عن معامل الإنضغاط الحجمى للتربة (m_v) بأنه مقلوب معامل الإنضغاط للتربة.

i.e. $$E_s = \frac{1}{m_v} \qquad \text{or} \qquad (m_v) = \frac{1}{E_s} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}13) \qquad *$$

وتحـــدد قـــيمة معـــامل الإنضغاط للتربة (E_s) عن طريق الاختبارات المعملية أو الحقلية كما يمكن تقدير قيمته من واقع الخبرة العملية كما يلى :

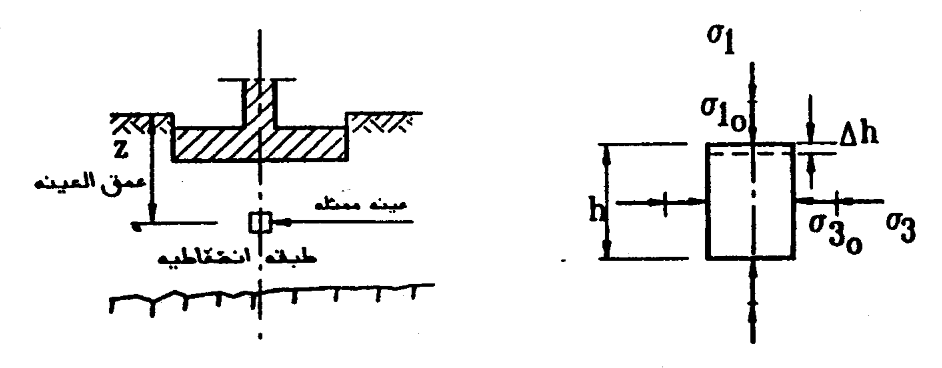
٥-٤-١-١ تعيين معامل الإنضغاط للتربة (E_s) من التجارب المعملية:

أ) باستخدام اختبار جهاز الضغط أو الثلاث محاور *(Triaxial Test)*:

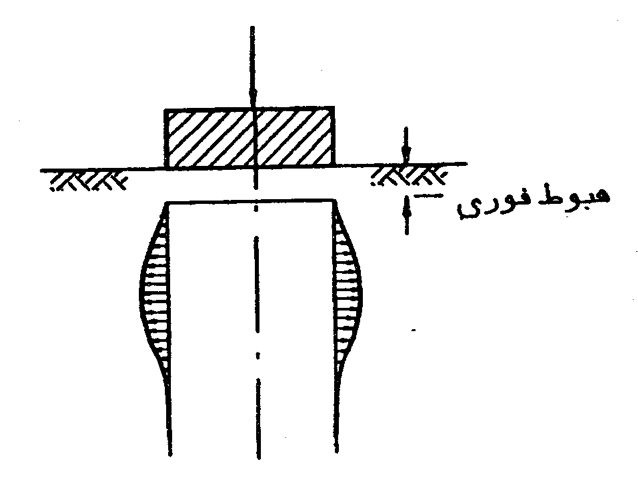
• وفـــى هذا الاختبار يتم أخذ عينة من التربة وجعلها على شكل أسطوانة وتحمـــيلها تدريجياً لمعرفة العلاقة بين الإجهاد والانفعال باستخدام جهاز الضغط ذو الـــثلاثة محاور حيث يتم تعريض العينة إلى إجهاد رأسى (σ_{10}) يكون مساوياً لضـــغط العبء الرأسى الفعال ($\sigma_{10} = \gamma\, Z$) وإجهاد عرضى (σ_{30}) مساوياً لضغط

التربة فى حالة السكون ($\sigma_{30} = k_o \ \sigma_{10}$) حيث ($k_o$) هو معامل ضغط التربة فى حالة السكون. تحت تأثير الإجهادات السابقة يسمح لتصريف المياه حتى يتم تدعيم العينة فى ظروف التربة الطبيعية بالموقع. ثم بعد ذلك يتم تعريض العينة إلى الإجهاد الرأسى (σ_1) والإجهاد العرضى (σ_3) الناتجة والمناظرة لقيم أحمال الأساس الواقع على التربة كما هو مبين بالشكل (٥-١١) مع عدم السماح بتصريف المياه، وفى هذه الحالة يمثل الانفعال الحادث فى العينة ($\zeta = \Delta h \ / \ h$) قيمة الإنضغاط الفورى مع عدم حدوث تغيير فى الحجم كما هو مبين بالشكل (٥-١٢). وفى هذه الحالة يتم حساب معامل الإنضغاط اللازم والمناظر لحساب الهبوط الفورى من خارج قسمة الحمل الرأسى (σ_1) والانفعال المقاس المناظر له (ζ). بعد ذلك يسمح بتصريف المياه والعينة معرضة للإجهادات السابقة وبعد تمام التدعيم يكون الانفعال المقاس ممثلاً للإنضغاط الناتج من التدعيم. ويمكن حساب معامل الإنضغاط الخاص بالهبوط نتيجة التدعيم من قيمة الإجهاد الرأسى (σ_1) والانفعال المقاس أثناء التدعيم (ζ').

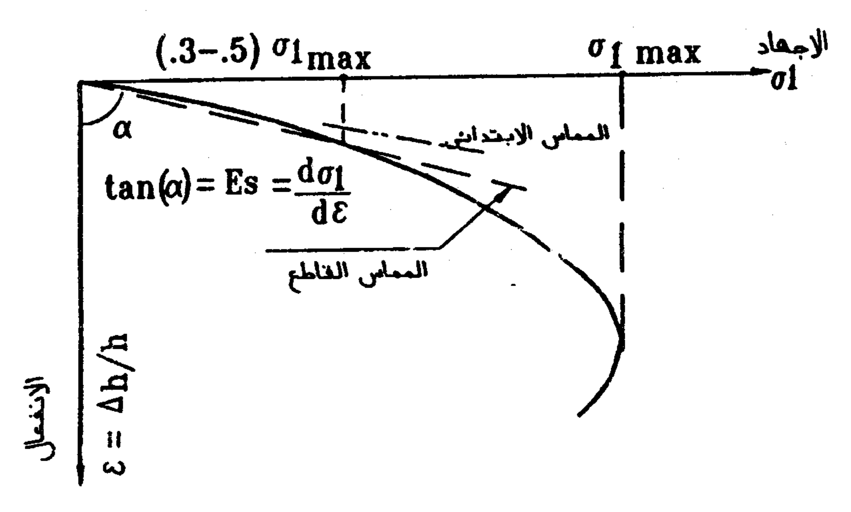
• هذا ويمكن رسم منحنى العلاقة بين الإجهاد الرأسى (σ_1) والانفعال المصاحب للعينة (ζ) كما هو موضح بالشكل (٥-١٣) وحساب معامل الإنضغاط (E_s) من علاقة الإجهاد مع الانفعال مع مراعاة أن هذا المعامل يناظر الهبوط الفورى إذا تم إجراء التجربة مع عدم تصريف المياه ويناظر الهبوط الناتج من التدعيم إذا تم إجراء التجربة مع السماح بتصريف المياه وكما هو موضح بالشكل (٥-١٣) فإنه قيمة معامل الإنضغاط تمثل قيمة معاير القاطع (secant modulus) عند إجهاد رأسى قيمته تتراوح ما بين (٠,٣ ← ٠,٥) قيمة أقصى إجهاد رأسى مؤثر.



شكل (٥-١١) تعيين معامل الإنضغاط من الاختبار ثلاثى المحاور



شكل (٥-١٢) الهبوط الفورى مع عدم حدوث تغيير فى حجم التربة



شكل (٥-١٣) منحنى العلاقة بين الإجهاد والانفعال من تجربة الاختبار ثلاثى المحاور

ب) باستخدام اختبار الإنضغاط بالتصلب أو التدعيم بواسطة الأيدومتر *(Consolidation Test)*:

- لدراسة ظاهرة مقدار ومعدل التصلب للتربة تستخرج من الجسات المنفذة من الطبقات الطينية أو الطميية المتماسكة عينات غير مقلقلة بحالتها الطبيعية يجرى تشميعها بالموقع لحفظ محتوى رطوبتها ثم تنقل إلى المعمل لتجرى عليها تجربة الإنضغاط بالتصلب فى جهاز الأيدومتر والمبين بالشكل (٥-١٤).
- يتم إجراء الاختبار بوضع عينة من التربة فى حلقة الأيدومتر المعدنية ويسوى سطحيها العلوى والسفلى وتوزن التربة ويعين محتوى رطوبتها من الأجزاء الباقية من العينات.
- توضع الحلقة بالعينة فى الأيدومتر محصورة بين قرصين مساميين ويوضع الأميرومتر فى جهاز التحميل مع ضبط مقياس الهبوط.
- يتم تحميل العينة تدريجياً على حامل جهاز التحميل حتى يصل الجهد إلى حوالى ٨,٠٠ كجم/سم٢ ثم ترفع الأحمال تدريجياً وطبقاً لخطوات التجربة.
- تستخرج العينة من الأميرومتر ويعين محتوى رطوبتها.
- تجرى الحسابات على نتائج الإنضغاط بالتصلب لتحديد معامل المعدل الزمنى للإنضغاط وكذلك معامل الإنضغاط الحجمى.
- يتم توقيع نتائج هذه التجربة برسم العلاقة بين قيمة الإجهاد الرأسى المؤثر (σ) والانفعال المصاحب له $\zeta = \frac{\Delta h}{h}$ وذلك بالكيفية المبينة بالشكل (٥-١٤) حيث قيمة معامل الإنضغاط متغيرة ودالة فى قيمة الإجهاد المؤثر أى :

$$E_s = \tan \alpha = f(\sigma)$$

هذا ويمكن التعبير عن قيمة متوسطة لمعامل انضغاط التربة (E_s) كالآتى :

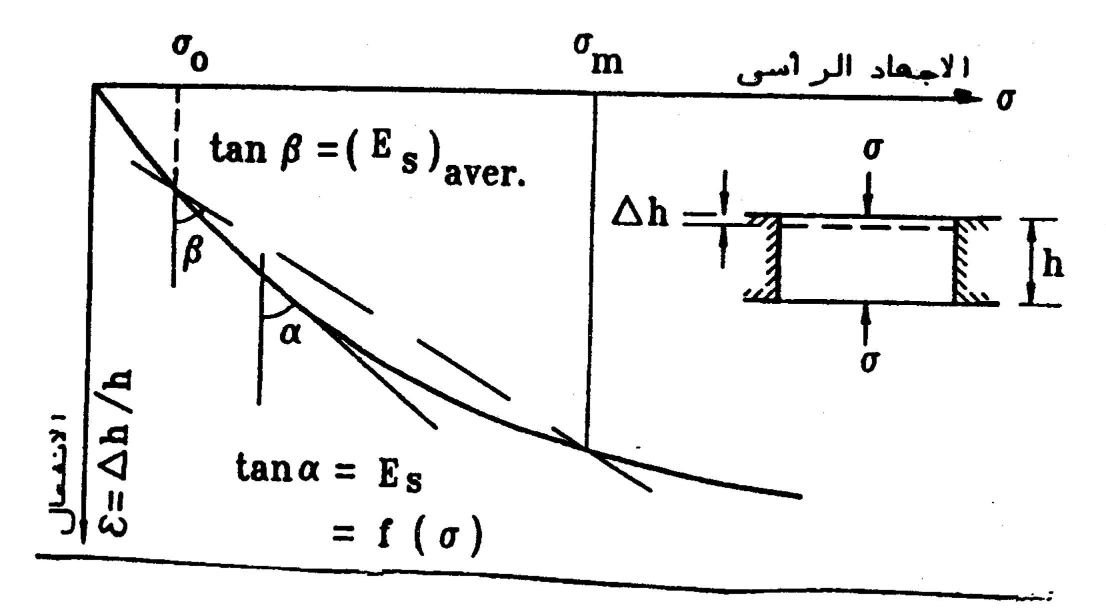
$$(E_s)_{av.} = \tan \beta = \frac{\sigma_m - \sigma_o}{\zeta_m - \zeta_o} \quad .... \quad (5\text{-}14) \quad *$$

حيث (σ_m) : هـــى قيمة الضغط أو الإجهاد الرأسى المؤثر عند أى لحظة من لحظات التحميل

، (σ_o) : هى قيمة الإجهاد الرأسى الابتدائى المؤثر

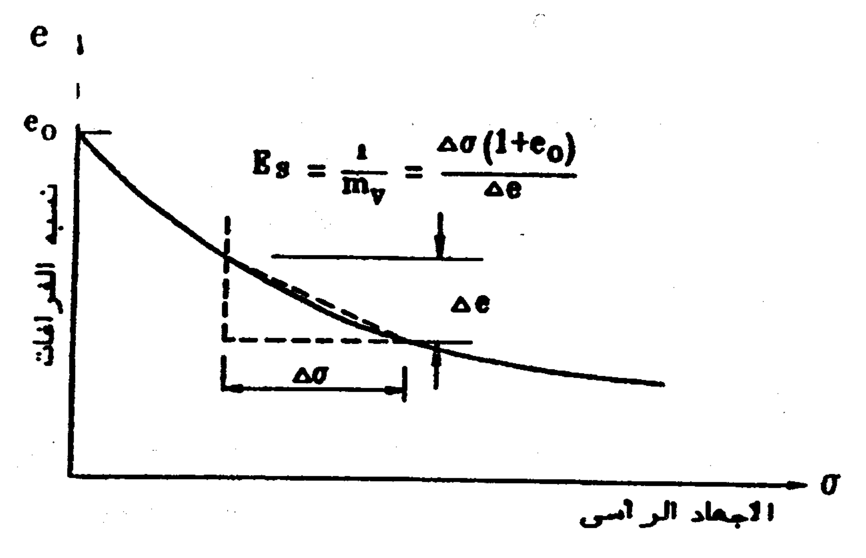
، (ζ_m) : هـــى قـــيمة الانفعال $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)$ المناظر للإجهاد الرأسى المؤثر (σ_m)

، (ζ_o) : هـــى قيمة الانفعال $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)$ المناظر للإجهاد الرأسى الابتدائى (σ_o)



شكل (٥-١٤) منحنى العلاقة بين الإجهاد والانفعال الناتجة من اختبار الأيدومتر لحساب معامل إنضغاط التربة (E_s)

- هـــذا ويمكـــن توقـــيع نتائج الاختبار الأيدومتر بطريقة أخرى بدلالة رسم العلاقـــة بيـــن الإجهـــاد الرأســـى المؤثر (σ) على المحور الأفقى ونسبة الفـــراغات المـــناظرة (e) علـــى المحور الرأسى وذلك بالكيفية الموضحة بالشكل (٥-١٥).



شكل (٥-١٥) منحنى العلاقة بين الإجهاد ونسبة الفراغات الناتجة من اختبار الأيدومتر لحساب معامل إنضغاط التربة (E_s) أو معامل الإنضغاط الحجمى (m_v)

- من العلاقة السابقة شكل (٥-١٥) يمكن تعريف وتعيين قيمة معامل الإنضغاط للتربة (E_s) بأنه عبارة عن معدل تغيير الإجهاد الرأسى الواقع على التربة بالنسبة لمعدل تغيير نسبة الفراغات المصاحبة لهذا التغيير فى الإجهاد الرأسى.

i.e. $$E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{\Delta\sigma(1+e_0)}{\Delta e} \quad \text{..........} \quad (5\text{-}15) \quad *$$

حيث ($\Delta\sigma$) : مقدار التغير فى الإجهاد الرأسى

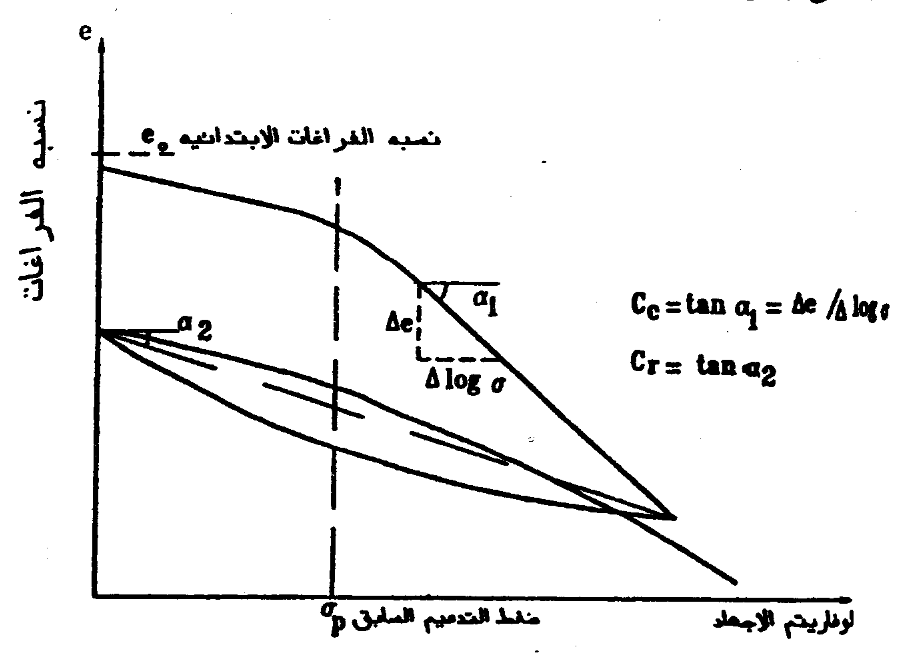
، (ζ_o) : نسبة الفراغات الابتدائية للتربة قبل التحميل بالإجهاد الرأسى (σ)

، (Δ_e) : مقدار التغير فى نسبة الفراغات المصاحبة للتغيير فى المقدار ($\Delta\sigma$)

- هذا ويمكن أيضاً توقيع نتائج اختبار تجربة الأيدومتر برسم العلاقة بين لوغاريتم قيمة الإجهاد الرأسى المؤثر ($\log\ \sigma$) ونسبة الفراغات (e) المناظرة للقيمة ($\log\sigma_1$) وذلك كما هو موضح بالشكل (٥-١٦) وذلك بغرض حساب ما يسمى بدليل الإنضغاط (C_c) للتربة حيث :

$$C_c = \tan\alpha_1 = \frac{\Delta e}{\Delta \log\sigma} \quad \text{..........} \quad (5\text{-}16) \quad *$$

وهو يعبر عن معدل تغيير نسبة الفراغات بالنسبة لمعدل تغيير لوغاريتم الإجهاد الرأسى (log σ).



شكل (٥-١٦) منحنى العلاقة بين لوغاريتم الإجهاد الرأسى (log σ) ونسبة الفراغات (e) من اختبار الأيدومتر لحساب دليل الإنضغاط (C_c)

٥-٤-١-٢ *تعيين معامل إنضغاط التربة من التجارب الحقلية:*

عـــادة ما تستخدم بعض التجارب الحقلية لتقدير قيمة معامل الإنضغاط مع التحفظات التالية :

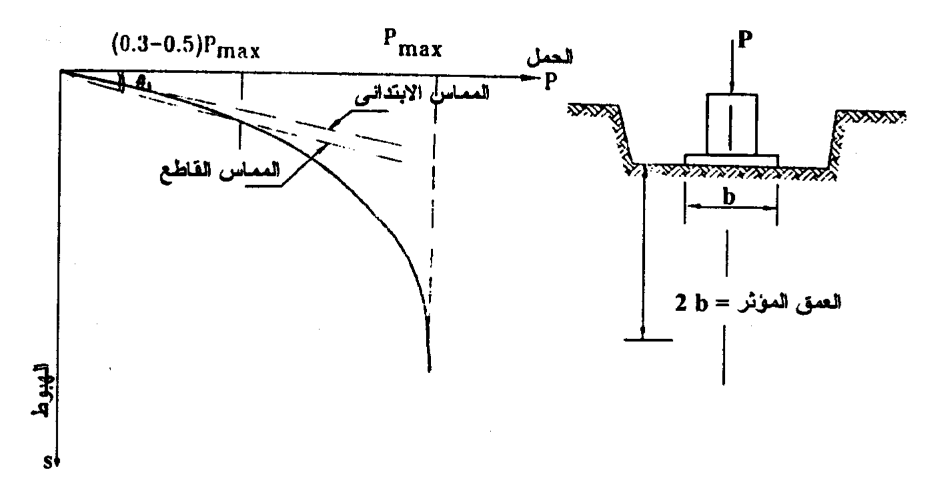
- يجب تنفيذ عدد كافى من الجسات بأعماق مناسبة.
- كـــل تجربة من التجارب الحقلية تصلح فقط لنوع معين من التربة ولحساب نوع معين وحد معين من الهبوط وذلك كما يلى.

أ) تجربة التحميل باللوح:

- يبين الشكل (٥-١٧) ملخص لاختبار التحميل باللوح حيث يتم عمل حفرة فى التربة بالموقع ويسوى سطحها ويتم وضع لوح تحميل عليها مربع أو مســتدير الشكل ثم يتم تحميل هذا اللوح وبالتالى التربة مع قياس الهبوط

المصـــاحب للتربة وذلك عن طريق مقاييس انفعال يتم تثبيتها على اللوح بطريقة دقيقة تسمح بقياس الهبوط عند التحميل.

- يـــتم رســـم العلاقة بين الحمل المؤثر (P) والهبوط المناظر عند كل حمل حـــتى الوصـــول إلـــى أقصى قيمة للحمل والتى عندها يكون هناك زيادة ملحوظـــة فـــى الهبوط بينما لا تكون هناك زيادة ملحوظة فى زيادة الحمل وقابلية التربة لمقاومة الحمل المؤثر وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-١٧)



شكل (٥-١٧) اختبار التحميل باللوح وكيفية تعيين معامل الإنضغاط

- هـــذا وتجدر الإشارة إلى أن قيمة معامل الإنضغاط (E_s) للتربة يتم تعيينها إمـــا بدلالـــة قـــيمة معاير المماس الابتدائى (Initial tangent) أو معاير القـــاطع عـــند قـــيمة تعادل (٠,٣ - ٠,٥) من أقصى حمل مؤثر كما هو موضح بالشكل (٥-١٧).

- يتم تعيين قيمة معامل الإنضغاط (E_s) للتربة وذلك عن طريق :

$$E_s = \tan\theta_1 \cdot \frac{2\,b}{A} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}17) \quad *$$

حيث (b) : هو عرض ضلع اللوح أو قطره حسب شكله

، (A) : مساحة اللوح الملامسة للتربة

،($\tan\theta_1$): هـــو ظـــل زاويـــة ميل القاطع عند (٠,٣ - ٠,٥) من قيمة الحمل الأقصى (p_{max}) وكما هو موضح بالشكل (٥-١٧).

ملحوظات هامة:

١- معامل الإنضغاط للتربة الناتج من هذه التجربة يمثل فقط التربة إلى عمق يساوى تقريباً ضعف عرض اللوح المستعمل.

٢- نتائج هذه التجربة لا تعطى تقديراً للهبوط الناتج من التدعيم الكلى فى حالة التربة الطينية وإنما تعطى فقط تقديراً للهبوط الفورى نظراً لقصر الوقت النسبى الذى تستغرقه التجربة.

ب) تجربة الاختراق القياسية:

هذه التجربة تستخدم فى تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_s) لحساب الهبوط الكلى التقريبى للتربة الغير متماسكة وذلك بدلالة عدد الدقات (N) بعد تصحيحها كالآتى :

$$E_s = (4 - 12)\, N_1 \quad \text{............} \quad (5\text{-}18) \quad *$$

حيث (N_1) : عدد الدقات المصححة وتساوى

$$N_1 = N \cdot \frac{3.55}{P_o - 0.7} \quad \text{............} \quad (5\text{-}19) \quad *$$

حيث (N) : عدد الدقات من اختبار الاختراق القياسى (S.P.T)

، (P_o) : قيمة ضغط العبء الفعال ولا يزيد عن ٢,٨ كجم/سم٢

جـ) تجربة المخروط الإستاتيكى:

من واقع نتائج اختبار المخروط الإستاتيكى يمكن تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_s) اللازم لحساب الهبوط الكلى التقريبى لجميع أنواع التربة وذلك باستخدام العلاقات الموضحة فيما يلى فى الجدول (٥-٢).

جدول (٥-٢) قيم معامل الإنضغاط (E_s) بدلالة نتائج اختبار المخروط الإستاتيكى

نوع التربة	معامل الإنضغاط (E_s)
طمى ورمل رمل متوسط الكثافة رمل كثيف رمل وزلط	$E_s = 1.5\, q_{cone}$ $= 2.0\, q_{cone}$ $= 3.0\, q_{cone}$ $= 4.0\, q_{cone}$
طين	$E_s = (3 - 8)\, q_{cone}$

د) تجربة القص بالمروحة:

تستخدم نتائج هذه التجربة فى تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_u) لحساب الهبوط الفورى للتربة الطينية وذلك طبقاً لما يلى :

طين ضعيف التماسك $E_s = 50\ (C_u)$

طين متوسط التماسك إلى متماسك $= 100\ (C_u)$ (5-20)

طين شديد التماسك $= 150\ (C_u)$

حيث (C_u) هى قوة تماسك التربة الطينية

٥-٤-١-٣ *تقدير قيمة معامل الإنضغاط من واقع الخبرة العملية:*

يمكن تقدير قيمة معامل الإنضغاط من واقع الخبرة العملية وذلك لإجراء الحسابات الأولية فقط لتقدير الهبوط الكلى التقديرى للأساسات وذلك طبقاً للقيم الواردة فى الجدول (٥-٣).

جدول (٥-٣) بعض القيم التقديرية لمعامل الإنضغاط (E_s)

نوع التربة	الوصف	قيمة معامل الإنضغاط (E_s) كجم/سم٢
تربة عضوية أو بقايا نباتات	-	٥ - ٢٠
طين	ضعيف التماسك	٥ - ٢٠
	متوسط التماسك	١٥ - ٦٠
	متماسك	٢٥ - ١٠٠
	شديد التماسك	٥٠ - ٢٠٠
	صلد	١٠٠ - ٤٠٠
طمى	-	٣٠ - ٣٠٠
رمل	سائب	١٠٠ - ٢٥٠
	متوسط الكثافة	٢٥٠ - ٧٥٠
	كثيف	٧٥٠ - ١٥٠٠
	كثيف جداً	١٥٠٠ - ٤٠٠٠
زلط	-	١٠٠٠ - ٤٠٠٠

٥-٤-٢ تعيين هبوط الأساسات الضحلة من التجارب الحقلية:

يمكــن تقدير هبوط الأساسات الضحلة من نتائج التجارب الحقلية وذلك بطريقتين إما مباشرة أو بطريقة غير مباشرة.

- **الطريقة المباشرة:**

وذلك من تجربة التحميل باللوح.

- **الطريقة الغير مباشرة:**

وذلك باستخدام نتائج تجربة الاختراق الإستاتيكى بالمخروط وتجربة القص بالمــروحة وتجربة مقياس الضغط وهذه التجارب تعطى فقط تقديراً لقيمة معامل الإنضــغاط للتربة (E_s) ثم يتم التطبيق بعد ذلك فى المعادلات التجريبية والنظرية الخاصة بطريقة حساب الهبوط كما وضحنا سابقاً.

هــذا وتجــدر الإشــارة إلى أن مقدار الهبوط الناتج من هذه التجارب يمثل قيمة الهــبوط الكلــى فــى حالة التربة الغير متماسكة حيث لا ينشأ ضغط للمياه البينية أثناء إنضــغاط الــتربة نتيجة لنفاذيتها العالية نسبياً. وفيما يلى بيان بالتجارب الحقلية الأكثر استخداماً لتقدير الهبوط.

❋ ***باستخدام الطريقة المباشرة (تجربة التحميل باللوح):***

وفــى هــذه التجربة كما ذكرنا يتم قياس هبوط لوحة تحميل مربعة طول ضــلعها ٣٠,٥ ســم (١ قــدم) لتعيين الهبوط المتوقع لأساس مرتكز على تربة رملية وذلك من العلاقة التالية :

$$S = S_{plate} \cdot \left[\frac{2B}{0.305 + B}\right]^2 \quad \text{mm} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}21)$$

حيث (S) : مقدار الهبوط بالمليمتر لأساس عرضه (B) متر

، (B) : عرض الأساس بالمتر

، (S_1) : الهبوط المقاس بالمليمتر للوحة التحميل المربعة الشكل ذات ضلع يعادل ٣٠,٥ سم محملة بنفس الضغط المتوقع حدوثه من الأساس

❁ ***باستخدام الطريقة الغير مباشرة:***

✪ تجربة الاختراق القياسية:

- تستخدم نتيجة هذه التجربة لتحديد معامل الإنضغاط (E_s) كما ذكرنا وذلك لاستخدامه فى تقدير هبوط الأساسات الضحلة.
- تستخدم هذه التجربة فى حالة التربة الغير متماسكة (الرملية) وهى ذات قيمة محدودة بالنسبة لأنواع التربة التى تحتوى على زلط كبير.
- غير مناسبة وصالحة فى حالة التربة المتماسكة أو المتلاحمة.

✪ تجربة الاختراق الإستاتيكى بالمخروط:

- تستخدم نتيجة هذه التجربة لتحديد معامل الإنضغاط (E_s) للتربة كما ذكرنا وذلك لاستخدامه فى تقدير قيمة الهبوط الفورى للأساسات الضحلة.

✪ تجربة القص بالمروحة:

- تستخدم هذه التجربة فى تقدير قيمة معامل الإنضغاط (E_s) كما ذكرنا وذلك بدلالة مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة وذلك لتقدير هبوط الأساسات الضحلة.

٥-٤-٣ أمثلة محلولة على تقدير وحساب قيمة الهبوط المتوقع تحت الأساسات الضحلة:

مثال (١):

المراد إنشاء مبنى من الخرسانة المسلحة على أرض رملية طمية تمتد إلى عمق كبير فإذا كانت أبعاد أكبر قاعدة لأساسات المبنى هى ٢,٥×٢,٥ م والجهد الواقع عليها هو ٢ كجم/سم٢. المطلوب حساب قيمة هبوط هذه القاعدة علماً بأن نسبة بواسان للتربة هى ٠,٢٥ ومعامل إنضغاط التربة (E_s) لها يعادل ٣٠٠ كجم/سم٢.

الحل:

حيث أن التربة هى تربة غير متماسكة إلى حد ما وأنها تمتد إلى عمق كبير (أى سمك لا نهائى تقريباً) أسفل القاعدة فإنه يتم تقدير قيمة الهبوط فى هذه الحالة عن طريق الهبوط الفورى للتربة على أساس تربة بسمك لا نهائى وطبقاً للمعادلة المعروفة التالية :

$$S_i = P\,B\,\frac{1-\mu^2}{E_s}\,.\,I$$

(S_i) : مقدار الهبوط الفورى بالسم

(P) : مقدار الضغط والجهد الواقع على التربة ويعادل ٢ كجم/سم٢

(B) : عرض القاعدة (سم)

(μ) : نسبة بواسان = ٠,٢٥ للتربة

(E_s) : معامل الإنضغاط للتربة ويعادل ٣٠٠ كجم/سم٢

(I) : معامل الشكل يأخذ فى الاعتبار شكل القاعدة وجساءتها وتقدر قيمته من الجدول (٥-١) حيث القاعدة مربعة وجاسئة [I = 0.82] i.e.

$$\therefore \quad S_i = 2 \times 250\,\frac{1-(0.25)^2}{300} \times 0.82 = 1.28 \text{ cm}$$

وحيث أن هذا يمثل تقريباً قيمة الهبوط الكلى المتوقع أسفل هذه القاعدة وهو لا يتعدى الحدود المسموح بها للهبوط الكلى لهذه التربة الرملية وهو ٥٠ مم.

∴ ليس هناك مشاكل متوقعة مستقبلاً نتيجة للهبوط اللهم دراسة الهبوط النسبى بين القواعد والذى يجب ألا يتعدى ١ : ٣٠٠ بين قاعدتين متجاورتين.

مثال (٢):

عند إنشاء عمارة معينة متعددة الطوابق على أساس من اللبشة المسلحة أبعادها ١٢×١٦ متر وتم عمل جسة للتربة بموقع العمارة حيث تبين الآتى :

١- من سطح الأرض وحتى منسوب التأسيس المختار وهو (٢,٠٠) متر عبارة عن تربة رملية ذات كثافة كلية ($\gamma = 1.8$ t/m^3).

٢- من عمق ٢,٠٠ متر أسفل منسوب التأسيس وحتى عمق ٥,٠٠ متر تربة رملية ذات كثافة كلية حوالى ٠,٨٠ طن/م٣.

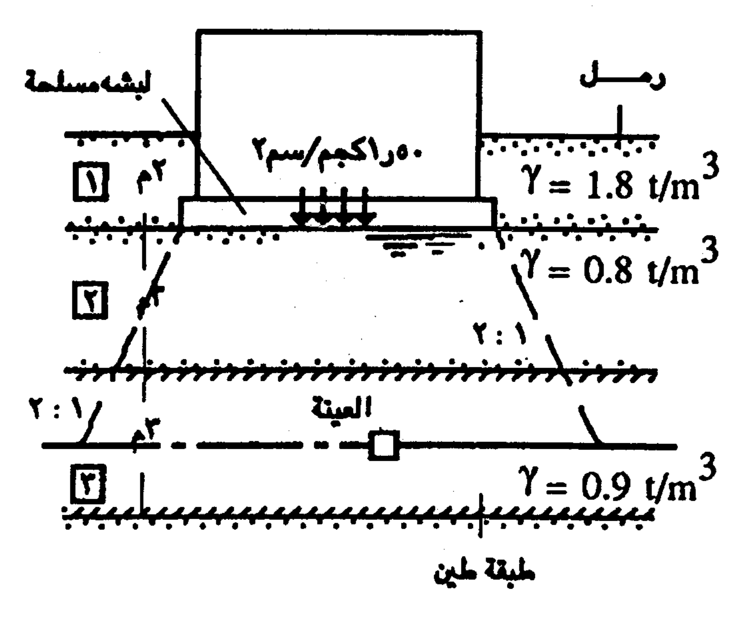
٣- من عمق ٥,٠٠ متر وحتى عمق ٨,٠٠ متر تربة طينية ذات كثافة تعادل ٠,٩ طن/م٣.

تم إجراء تجربة الإنضغاط بالتصلب على عينة أخذت عند منتصف الطبقة الثالثة الطينية بسمك ٢ سم وتم رسم العلاقة بين مقدار الانفعال الحادث فى هذه العينة والجهد الواقع عليها بالكيلوجرام/سم٢ وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-١٩).

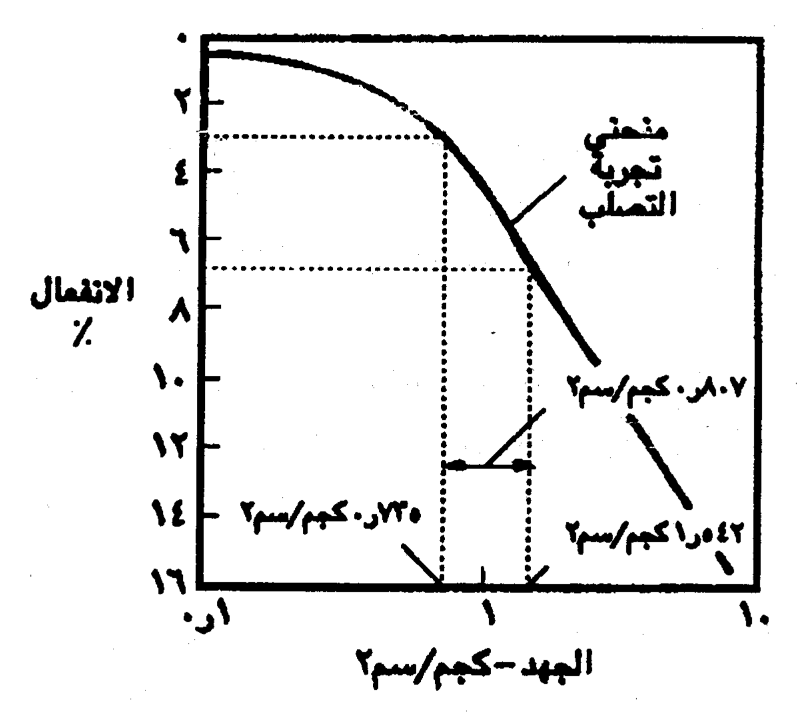
<u>المطلوب</u>: حساب قيمة الهبوط المتوقع لهذه العمارة بسبب تصلب الطبقة الطينية من عمق ٥,٠٠ متر إلى ٨,٠٠ متر إذا كان جهد التربة الصافى للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١,٥ كجم/سم٢.

<u>الحل</u>:

يبين الكروكى والشكل التالى (٥-١٨) ترتيب طبقات التربة تحت الأساس اللبشة حيث سمك الطبقة الرملية أعلى الأساس تعادل ٢,٠٠ متر وسمك الطبقة الثانية هو ٣,٠٠ متر أسفل الأساس وسمك الطبقة الثالثة الطينية المطلوب تحديد مقدار هبوطها هو ٣,٠٠ متر.



شكل (٥-١٨) تتابع طبقات التربة أسفل الأساس



شكل (٥-١٩) منحنى العلاقة بين الإجهاد المؤثر والانفعال المتولد على عينة التربة الطينية

- يتم تحديد مقدار جهد التربة عند منتصف الطبقة الطينية قبل الإنشاء وهو يساوى وزن عمود التراب عند هذه الطبقة = $\Sigma \gamma Z$

= ٠,٩ × ١,٥ + ٠,٨ × ٣+١,٨×٢

= ٧,٣٥ طن/م٢

- يتم حساب الجهد الكلى الواقع على التربة عند منتصف الطبقة الطينية بعد الإنشـــاء نتيجة لحمل المبنى والإجهادات الواقعة عليها وهى تساوى قيمة الحمـــل الكلـــى على مساحة التربة المتأثرة عند هذه الطبقة بالأساس أى تساوى

$$= \frac{\text{مساحة الأساس} \times \text{جهد التربة الصافى عند منسوب التأسيس}}{\text{مساحة التربة المتأثرة عند منتصف الطبقة}}$$

+ وزن عمود التراب فوق هذه الطبقة

وبفرض توزيع الإجهادات على التربة أسفل الأساس بأنها خطية بميل ١ : ٢

∴ الجهد الكلى الواقع على التربة عند منتصف الطبقة الطينية بعد الإنشاء يساوى

$$= \frac{١٢ \times ١٦ \times ١٥}{(١٢ + ٤,٥)(١٦ + ٤,٥)} + ٧,٣٥$$

= ٨,٠٧ + ٧,٣٥ = ١٥,٤٢ طن/م٢

ولحســاب مقدار الهبوط الناتج من التأسيس فإنه من منحنى العلاقة بين الانفعال والجهــد الواقع على التربة من تجربة الإنضغاط بالتصلب فإنه يتم حساب مقدار الانفعال المناظر لجهد التربة قبل التأسيس وبعد التأسيس أى أن الناتج من زيادة الجهد الواقع على التربة من ٧,٣٥ طن/م٢ إلى ١٥,٤٢ طن/م٢ وبالتالى

من التجربة : الانفعال عند الإجهاد ٧,٣٥ طن/م٢ يعادل ٣ %

، من التجربة : الانفعال عند الإجهاد ١٥,٤٢ طن/م٣ يعادل ٧ %

∴ الانفعال نتيجة لزيادة الإجهاد من ٧,٣٥ إلى ١٥,٤٢ يعادل (٧-٣)= ٤ %

وحيث أن الانفعال يمثل $\frac{\Delta H}{H}$ مقدار الهبوط بالنسبة لارتفاع الطبقة

∴ مقدار الهبوط المناظر لسمك الطبقة الطينية وهو ٣,٠٠ متر يساوى مقدار الانفعال فى هذه التربة × سمك الطبقة بالسم

أى أن مقدار هبوط الطبقة الطينية رقم (٣) يعادل $\frac{٤ \times ٣٠٠}{١٠٠}$ = ١٢ سم

- ولـتقدير مـدى السـماح بهذا الهبوط من عدمه فيتم حساب قيمة الهبوط المـناظر للطـبقة الثانية ويتم جمعه على هذه القيمة فينتج مقدار الهبوط الكلـى للتربة أسفل أساس اللبشة ويقارن المجموع بأقصى قيمة مسموح بها لمثل هذا النوع من التربة وتحت أساس لبشة وهو حوالى ١٥ سم.

٥-٤-٤ نسبة بواسان للتربة:

★ وهـو مقـدار ثابـت للتربة يعبر عن مقدار الانفعال العرضى لها منسوباً إلى الانفعـال الطولـى عند تعرضها لإجهاد عمودى عليها، ويمكن تحديد قيمة هذا المقدار الثابـت مـن اختبار القص الثلاثى المحاور (Triaxial Test) أو من اختبار الضغط غير محاط للتربة (Unconfined compressive strength test).

★ هـذا ويمكن تقدير قيمة نسبة بواسان بطريقة تقريبية حسب نوع التربة وذلك كالآتى :

طين مشبع : نسبة بواسان (٠,٥)

طمى أو رمل : نسبة بواسان (٠,٣)

٥–٥ دمك التربة:

5-5 Compaction of Soil:

٥–٥–١ تعريف:

يعرف دمك التربة بأنه إنضغاط لحجم التربة الغير مشبعة نتيجة إنضغاط الفراغات الهوائية بها إلى درجة معينة حسب طاقة الدمك والجهد والشغل الخارجى المبذول لإحداث عملية الدمك هذه.

٥–٥–٢ طريقة قياس دمك التربة بالمعمل (طريقة بركتور القياسية والمعدلة) اختبار الدمك القياسى للتربة فى المعمل:

للتعبير عن درجة دمك التربة وقياس هذه الدرجة مع وضع مواصفات قياسية خاصة بدرجة الدمك هذه فقد يتم استخدام طريقة بركتور القياسية أو المعدلة.

❂ ***الأجهزة والمعدات:***

قالب قياسى للدمك لكل من بركتور أو بركتور المعدل – مندالة قياسية يدوية أو ماكينة دمك – جهاز استخراج العينات من قوالب الدمك.

❂ ***الخطوات:***

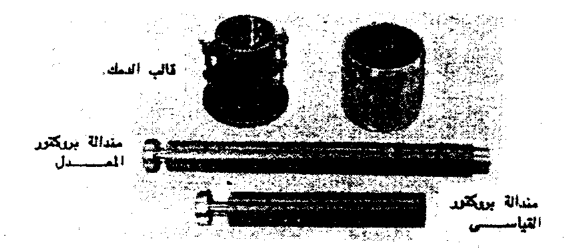
- وفى كلا الطريقتين (طريقة بركتور القياسية والطريقة المعدلة لبركتور) نقسم عينة التربة التى يراد دمكها إلى عدة أقسام فى حدود خمسة أو ستة أقسام ويضاف لكل قسم كمية مياه مختلفة ويوضع كل قسم داخل قالب قياسى الأبعاد (شكل ٥–٢٠) على طبقات (ثلاثة طبقات فى الاختبار بركتور، خمسة طبقات فى اختبار بركتور المعدل) بحيث تدمك كل طبقة بخمسة وعشرون ضربة باستخدام مندالة يدوية موضحة بالشكل (٥–٢٠) [مندالة وزنها ٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع ٣٠ سم فى اختبار بركتور، ومندالة وزنها ٤,٥ كجم تسقط من ارتفاع ٤٥ سم فى اختبار بركتور

المعـدل] ويمكن استخدام ماكينة دمك قياسية خاصة بهذا الغرض بدلاً من المندالات اليدوية.

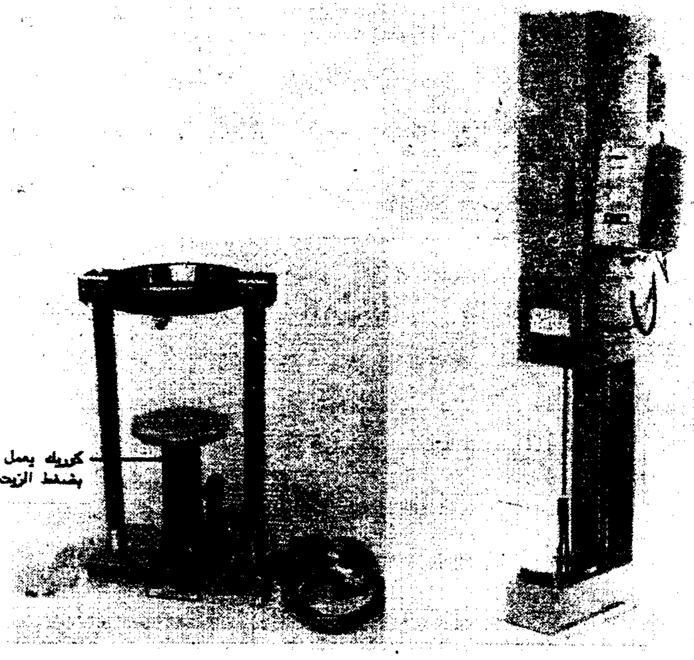
- بعد دمك كل قسم يسوى سطح التربة بالقالب باستخدام قدة حديدية ويوزن القالب ويحسب وزن التربة المدموكة.
- بمعلومية أبعاد القالب تحسب الكثافة الكلية للتربة (γ_b).
- تسـتخرج التربة من القالب باستخدام جهاز استخراج العينات ويؤخذ منها عينة أو أكثر يعين لها محتوى الرطوبة (w %).
- يـتم حسـاب الكثافة الجافة للتربة (γ_d) لكل قسم من أقسام التربة والتى أمكـن الوصول إليها بمحتوى معين من التربة أى يتم تعيين قيمة الكثافة الجافـة للتربة المناظرة لكل قسم يحتوى على محتوى رطوبة معين ويتم رسم العلاقة بين محتوى الرطوبة (w %) والكثافة الجافة للتربة (γ_d) نجد أنها تسلك وتأخذ شكل المنحنى المبين بالشكل (٥-٢٠) مع ملاحظة أن:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + w\%}$$

- مـن فحـص المنحـنى المبيـن بالشكل (٥-٢٠) يتبين أنه بخلط التربة بمحـتوى وكمية مياه قليلة يكسبها مرونة محدودة وقابلية للتشغيل قليلة وذلـك يكـون مصحوباً بكثافة جافة صغيرة ومحدودة ومع زيادة محتوى الـرطوبة واسـتخدام نفس طاقة الدمك أى ثبات الشغل المبذول فى دمك العينة تزداد قيمة الكثافة الجافة للتربة المدموكة ومع زيادة محتوى الماء فـإن قيمة الكثافة الجافة تصل إلى أقصى قيمة محتملة وممكنة لها تسمى بأقصـى كـثافة جافـة للتربة ($\gamma_{d\ max}$) وبزيادة محتوى الرطوبة عن ذلك والاحـتفاظ بنفس طاقة الدمك المبذولة فإن الكثافة الجافة تقل بعد ذلك أى إذا دمكت التربة بنسبة مياه أكبر من الحد المناظر للكثافة الجافة ($\gamma_{d\ max}$) والـذى يسـمى فـى هـذه الحالة بنسبة الرطوبة الأصولية [وهى نسبة ومحـتوى الـرطوبة فى التربة المناظر لأقصى كثافة جافة للتربة] وهذه النسبة هى النسبة المثالية التى من المفروض أن تستخدم مع طاقة الدمك للحصول على أقصى كثافة جافة لهذه التربة.

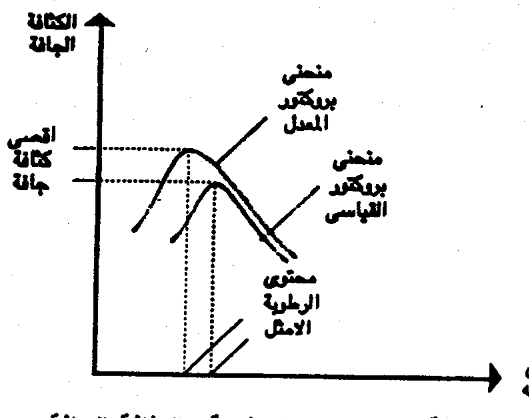


(أ) معدات الدمك اليدوية



(ب) ماكينة الدمك

(جـ) جهاز استخراج العينات



(د) العلاقة بين محتوى الرطوبة والكثافة الجافة

شكل (٥-٢٠)

٥-٥-٣ *العوامل التى تؤثر على درجة الدمك:*

★ أن قيمة أقصى كثافة جافة للتربة وكذلك نسبة الرطوبة الأصولية المناظرة لها تعتمد على عدة عوامل منها :

١- نوع التربة المدموكة (التربة الخشنة الحبيبات ذات كثافة جافة قصوى عالية يصاحبها محتوى رطوبة أصولية أصغر بالمقارنة بالحبيبات الناعمة والتى تكون كثافتها الجافة القصوى صغيرة نسبياً وذات رطوبة أصولية أكبر نسبياً).

٢- كمية الطاقة أو الشغل المبذول فى الدمك حيث أن زيادة طاقة الدمك على التربة يزيد من قيمة الكثافة الجافة لها وبالتالى أقصى كثافة جافة لها أى أن أقصى كثافة جافة للتربة بطريقة بركتور المعدلة أكبر من نظيرتها بطريقة بركتور القياسية ويتبع ذلك نقصاً فى محتوى الرطوبة الأصولية أى أن هناك علاقة عكسية مفادها أنه بزيادة أقصى كثافة جافة للتربة تقل نسبة رطوبتها الأصولية وذلك لنفس نوع التربة المدموكة.

٣- المحتوى المائى للتربة وهو أنه كلما زاد المحتوى المائى للتربة كلما زادت الكثافة الجافة إلى حد معين (الوصول إلى أقصى كثافة جافة) ثم بعدها تتناقص الكثافة الجافة بزيادة المحتوى المائى.

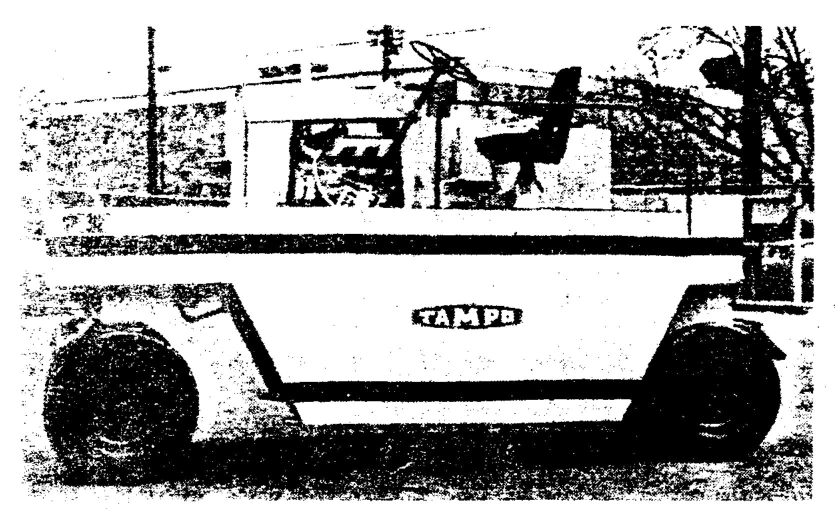
★ ويبين الجدول التالى أمثلة لقيم أقصى كثافة جافة ($\gamma_{d\ max}$) ونسبة الرطوبة الأصولية (O.M.C) لبعض أنواع التربة.

نوع التربة	$\gamma_{d\ max}$ (طن/م٣)	نسبة الرطوبة الأصولية (O.M.C) %
طين متماسك	١,٥٢	٢٨
طين طميى	١,٦٣	٢١
طين رملى	١,٨	١٤
رمل	١,٩	١١
تربة زلطية (زلط ورمل وطين)	٢,٠٣	٩

٥-٥-٤ الدمك الحقلى للتربة ودرجة الدمك النسبى له:

- يتم الدمك فى الحقل باستخدام معدات مختلفة كل يصلح لنوع أو أنواع معينة من التربة حيث تستخدم :
  - الهراسات ذات العجل الصلب لكسر الحجارة وتصلح لتجهيز أساس طريق قبل وضع الطبقات الأسفلتية.
  - الهراسات ذات العجل الكاوتش وذلك لأغلب أنواع التربة الرملية أو الزلطية والتى بها نسبة من المواد الناعمة - شكل (٥-٢١).
  - ألواح الاهتزاز وهى تستخدم لدمك التربة الرملية ذات المساحات المحدودة وهى عبارة عن لوح حديد بمسطح حوالى ٥٠×٧٠ سم يركب عليه موتور كمصدر للاهتزازات وله يد يدفعها العامل لتحريك المعدة أمامه وهذه المعدة تعطى طاقة دمك بما يقابل تأثير وزن حوالى واحد إلى اثنين طن وتستخدم عادة فى دمك الملاعب أو أساسات مبنى صغير.
  - الدكاكات أو الهراسات الهزازة وهى تعطى طاقة دمك عالية تعادل تأثير وزن قدره ٥ طن أو أكثر وتستخدم فى التربة الرملية ذات المساحات الكبيرة.
  - هراسات أرجل الغنم وهى عبارة عن هراسات ذات عجل به نتوءات من الحديد تستخدم لدمك التربة الطينية حيث تعمل هذه النتوءات على عجن التربة أثناء حركة العجل - شكل (٥-٢١).
- ولتعيين درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل بعد دمكها يتم إجراء اختبار المخروط القياسى (Sand cone) السابق شرحه وذلك لتعيين قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع ($\gamma_{d\ field}$) وذلك بعد تعيين كثافتها الكلية ومحتوى رطوبتها لأى طبقة مدموكة فى الموقع، وفى نفس الوقت يتم أخذ عينة من نفس التربة المدموكة فى الحقل ويجرى عليها اختبار الدمك القياسى لها بالمعمل باستخدام طريقة بركتور المعدلة حيث يتم تحديد أقصى كثافة جافة للتربة ($\gamma_{d\ max}$) بالمعمل - وتعرف درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل بأنها النسبة بين قيمة الكثافة الجافة للتربة بالموقع ($\gamma_{d\ field}$) وأقصى كثافة جافة للتربة بالمعمل ($\gamma_{d\ max}$) فنحصل على قيمة أقل من الواحد تعبر عن درجة الدمك النسبى.

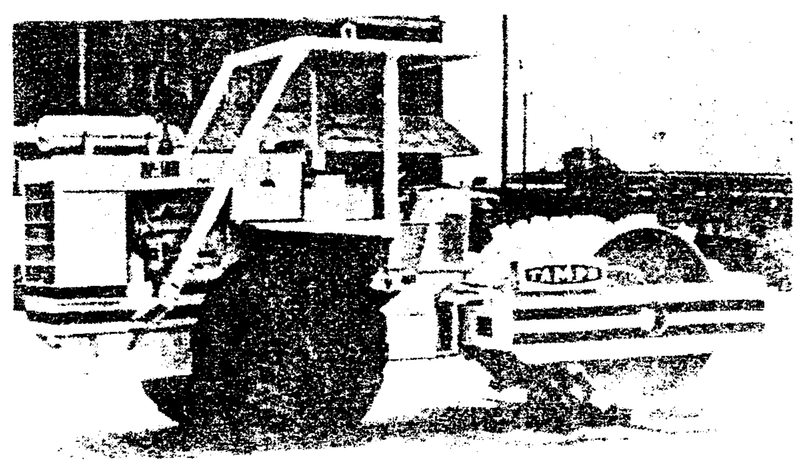
$$\text{i.e.} \quad = D_r = \frac{\gamma_{d\ field}}{\gamma_{d\ max.(exp)}} < 1.0$$



(أ) هراسات ذات عجل كاوتش



(ب) هراسات هزازة



(جـ) هراسات ذات أرجل غنم

شكل (٥-٢١)

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كلما زادت درجة الدمك النسبى للتربة بالحقل أى كلما قربت من الواحد الصحيح كلما دل على الدرجة العالية لدمكها بالحقل.
- هــذا بالإضافة إلى أنه باستخدام هذه الطريقة أمكن وضع مواصفات لدمك التربة بــالموقع فيطلب لعملية ما من المقاول دمك التربة لكثافة جافة لا تقل عن ٩٥% من أقصى كثافة جافة لها معينة بطريقة بركتور القياسية. وعندما ينتهى المقاول مــن تنفــيذ طــبقة من التربة المدموكة (حوالى ٢٥ سم وبحد أقصى ٣٠ سم)، تجــرى تجــربة تعيين الكثافة الجافة فى الموقع والسابق الإشارة إليها للتأكد من وصــول التربة للدرجة المطلوبة للدمك. فإذا فشل المقاول فى تحقيق دمك الدمك المطلوبة هذه (٩٥%) يجب عليه إعادة طبقة الدمك مرة ثانية وتعاد التجربة بعد ذلك.

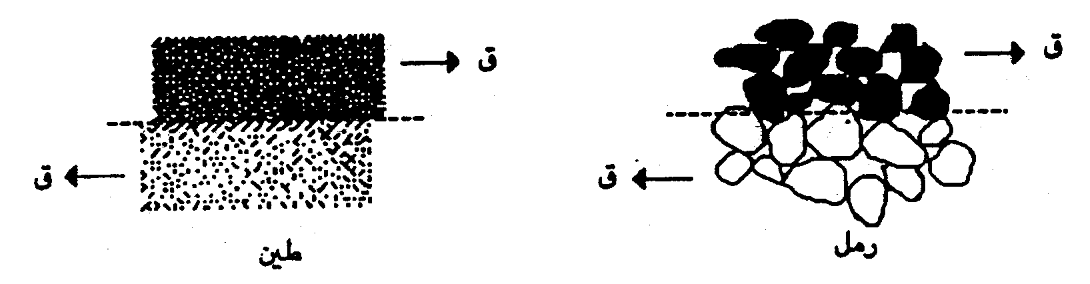
٥-٦ مقاومة القص للتربة:

5-6 Shear Strength of Soil:

٥-٦-١ مقدمة:

- كمــا ذكــرنا سابقاً فإن انهيار التربة بالقص والانهيار بالقص للتربة يعرف بأنه عــبارة عــن إنزلاق كتلة محدودة من التربة على جزء ثابت من الأرض وكمثال لذلــك انهــيار التربة أسفل مبنى بالقص وذلك نتيجة إنزلاق المبنى وغوصه فى التربة نتيجة لزيادة الحمل على الأرض.
- والــتربة أيــاً كان نوعها لها مقاومة معينة للقص وهذه المقاومة بالطبع لها حد أقصــى وحتى لا يحدث انهيار قصى لا بد وأن لا يتعدى أقصى إجهاد قص واقع علــى الــتربة عن المقاومة القصوى للقص لنوعية هذه التربة مع توفير معامل أمان كافى ضد حدوث هذا النوع من الانهيار.
- تعزى وتستمد التربة مقاومتها للقص نتيجة لخاصيتين للتربة هما :
  - مقاومة الاحتكاك وتداخل الحبيبات مع بعضها.
  - مقاومة التماسك بين الحبيبات.

وكل نوع من التربة يقاوم القص إما بإحدى هاتين الخاصيتين أو كلاهما مجتمعين فمثلاً فى التربة الرملية أو الزلطية (الغير متماسكة) المبينة بالشكل (٥-٢٢) لا يمكن أن يتحرك الجزء العلوى منزلقاً على الجزء السفلى إلا بقوة قادرة على أن تتغلب على الاحتكاك عند نقط ارتكاز الحبيبات بعضها على بعض وكذلك على مدى تداخل هذه الحبيبات بعضها مع بعض وتزداد مقاومة الاحتكاك فى التربة الرملية مع ازدياد الجهد العمودى على سطح الانزلاق. أما فى التربة الطينية (المتماسكة) حيث تلتصق حبيبات الطين القشرية المتناهية فى الصغر بعضها ببعض بمساعدة الرطوبة، فإن انزلاق الجزء العلوى على السفلى لا يتم إلا بقوة يمكنها أن تتغلب على خاصية التماسك بين حبيبات الطين، وأن قوة التماسك هذه لا تعتمد على الجهد العمودى على سطح الانزلاق حيث أنها تعتمد فقط على مقدار التجاذب والتلاصق والتلاحم بين الحبيبات الذى يعتمد على التركيب البللورى للحبيبات وكبر مساحتها السطحية بالنسبة لسمكها وعلى التركيب الكيميائى للمياه.



شكل (٥-٢٢) انهيار التربة بالقص

- هذا ويعبر عن مقاومة القص للتربة بمعادلة كولوم التالية :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \qquad \text{.......... (5-22) *}$$

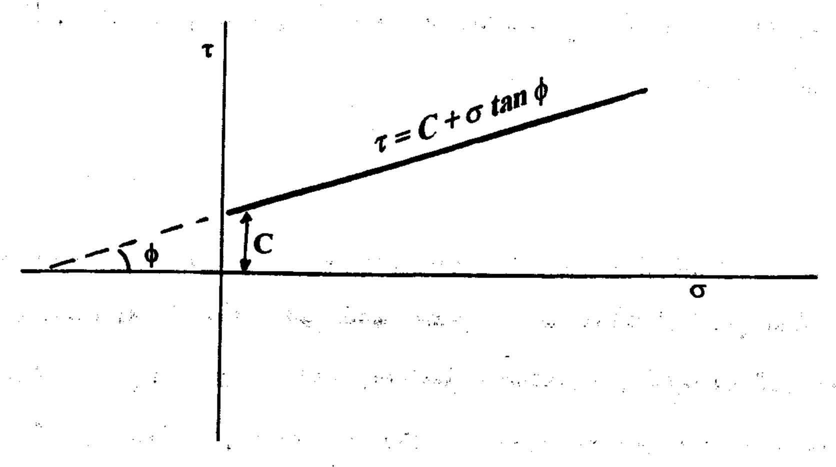
حيث τ = مقاومة القص بوحدات الإجهاد (كجم/سم٢)

، C = مقاومة التماسك للتربة (كجم/سم٢)

، σ = مقدار الإجهاد العمودى على سطح الانزلاق للتربة (كجم/سم٢)

، $\tan \phi$ = ظل زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة والذى يعتمد على حجم الحبيبات وخشونتها وحالة سطحها

- هـــذا ويمكـــن تمثـــيل معادلـــة كولوم السابقة بخط مستقيم لا يمر بنقطة الأصل [الإحداثى الرأسى يمثل مقاومة القص (τ)، والأفقى يمثل الإحداثى العمودى (σ)] ومـــيل هـــذا المنحنى (ϕ) زاوية الاحتكاك الطبيعى للتربة - شكل (٥-٢٣) بينما الجزء المقطوع من المحور الرأسى يمثل قيمة ومقاومة التماسك للتربة (c).



شكل (٥-٢٣) تمثيل معادلة كولوم لمقاومة القص للتربة

٥-٦-٢ معاملات القص للتربة:

- إن معاملات القص لأى نوع من التربة هما الثوابت (C) ، (ϕ) للتربة أى مقاومة الـــتربة للتماســـك وزاوية الاحتكاك الداخلى للتربة وهما العاملين اللذين يحددان مقاومـــة القـــص لأى نوع من التربة (τ) عند تعريضها إلى أى قيمة من الإجهاد العمودى (σ) وطبقاً لمعادلة كولوم السابقة.
- هـــذا وتجدر الإشارة إلى أن معادلة كولوم المذكورة بعاليه تمثل حالة الإجهادات الكلـــية المؤثرة على التربة (Total stress) ولكن فى الحقيقة إن مقاومة القص للتربة ترتبط بالإجهاد المؤثر والفعال (Effective stress) الواقع على التربة حيث تؤخـــذ معاملات التربة فى هذه الحالة بـــ (C`) ، (ϕ`) المناظرين لهذه الحالة من الإجهاد الفعال المؤثر مما أدى إلى تطوير معادلة كولوم لتصبح:

$$\tau = C' + \sigma' \tan \phi' \qquad \text{...........} \qquad (5\text{-}22)$$

حيث (C`) : هو مقدار التماسك للتربة المناظر للإجهاد المؤثر والفعال (σ`)
، (σ`) : هو قيمة الإجهاد العمودى المؤثر على سطح الانزلاق للتربة

، (ϕ') : زاويــة الاحــتكاك الداخلى للتربة المناظرة للإجهاد المؤثر والفعال (σ')

هــذا ويمكــن التعبــير عن قيمة الإجهاد العمودى المؤثر (σ') بأنه يعادل قيمة الإجهاد العمودى الكلى (σ) مطروحاً منه ضغط المياه بين حبيبات التربة (u)

i.e. $\sigma' = \sigma - u$ (Pore pressure)

or $\tau = C' + (\sigma - u) \tan \phi'$ .... (5-22`) *

٥-٦-٣ أنواع التربة طبقاً لمقاومة القص:

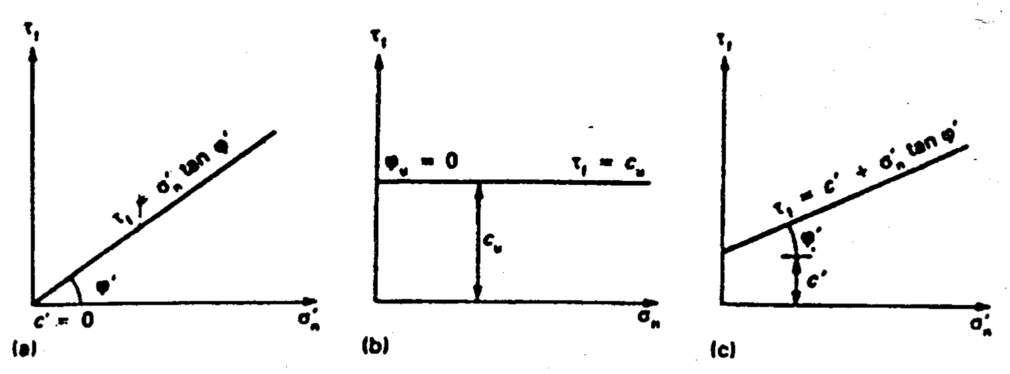
يمكن تقسيم التربة طبقاً لمقاومة القص بناء على قيم معاملات القص (C) ، (ϕ) كما يلى :

(أ) تــربة متماســكة (بــدون احتكاك) حيث $\phi = 0$ (Frictionless soil) مثل الطمى والطين المشبعين فى حالة عدم التصرف.

(ب) تــربة غــير متماســكة (Cohesion less soil) حيــث مقاومتها للاحتكاك عالية ومقاومتها للتماسك تساوى صفر [C = 0] مثل الرمل والزلط.

(جـ) تــربة مخــتلطة ويطلــق عليها (C - ϕ soil) وهى عبارة عن خليط من التربتين الســابقتين حيث أنها ذات مقاومة لكل من الاحتكاك والتماسك مثل الرمل الطينى والرمل الطميى والطين الرملى .... الخ.

ويبيــن الشكل (٥-٢٤) العلاقة بين إجهاد القص والإجهاد العمودى للثلاثة أنواع التربة السابقة الذكر.



Soil types according to shear strength
(*a*) Cohesionless soil (*b*) Frictionless soil (*c*) c–φ soil

شكل (٥-٢٤) نوع التربة حسب مقاومة القص لها

٥-٦-٤ تعيين مقاومة القص للتربة ومعاملاتها:

مقدمة:

إن تعيين مقاومة القص للتربة وقياس وتقدير قيمتها يتم ذلك معملياً وهذا يتأثر بحالة تصرف المياه أثناء الاختبار وحالات التصرف هذه هى :

أ) حالة عدم التصرف أو التصريف (Undrained).

ب) حالة التصلب مع عدم التصريف (Consolidated - undrained).

جـ) حالة التصريف (Drained)

أ) حالة عدم التصريف *(Undrained)*:

- فى هذه الحالة لا يسمح بتصريف للمياه من داخل التربة، ولذلك فإن أى زيادة فى قيمة الإجهاد الكلى (Total stress) الواقع على التربة يقابلها زيادة فى قيمة ضغط المياه (Pore pressure) بين الفراغات. وفى التربة المشبعة تكون الزيادة فى ضغط المياه مساوية للضغط الكلى ولا توجد أية زيادة فى قيمة الضغط الفعال المؤثر.
- فى هذه الحالة حينما يكون ضغط المياه غير مأخوذ فى الاعتبار فإن المعاملات المقاسة للقص تعزى فقط إلى الإجهاد الكلى أى (ϕ_u) ، (C_u).

i.e. $\tau = C_u + \sigma_u \tan \phi_u$

حيث (C_u): هى مقاومة التماسك للتربة فى حالة عدم التصريف كجم/سم٢

، (σ_u) : هى قيمة الإجهاد العمودى المؤثر على التربة فى حالة عدم التصريف كجم/سم٢

، (ϕ_u) : هى قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة فى حالة عدم التصريف

ب) حالة التصلب مع عدم التصريف *(Consolidated- Undrained)*:

- وفى هذه الحالة يسمح لعينة التربة أولاً بالتصلب تحت الإجهاد وبتصرف كامل ثم يلى ذلك تعرض العينة للقص مع إغلاق التصرف ومنعه، أى أن

الغـــرض مـــن هـــذا الاختبار هو قياس معاملات القص الفعالة والمؤثرة $C` \& \phi`$ (C_{cu} , ϕ_{cu}).

جـ) حالة التصرف *(Drained)*:

- فـــى هـــذه الحالـــة يسمح لعينة التربة أولاً بالتصلب مع التصرف الكامل وحينما تكتمل مرحلة التصلب تعرض العينة بعد ذلك للقص مع ضغط مياه ثابـــت ويتم التحكم فى الحمل بحيث يتوافق التصرف مع الزيادة فى ضغط الماء الحر.
- وفـــى حالة عندما لا يوجد زيادة فى ضغط الماء الحر تتساوى الزيادة فى الضـــغط الفعال المؤثر مع الزيادة فى الإجهاد الكلى $\Delta \sigma_n = \Delta \sigma_n`$ وتكون معاملات القص فى هذه الحالة $(\phi`_d , C`_d)$ حيث :

$(C`_d)$ هى مقاومة القص للتربة فى حالة التصريف كجم/سم٢

$(\phi`_d)$ هى قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة فى حالة التصريف

٥-٧ الإجهاد المؤثر أو الفعال *(Effective Pressure)*:

- فـــى التعاملات السابقة مر علينا بعض التعبيرات منها الإجهاد المؤثر ولبيان ذلك فإن كل أنواع التربة تحتوى على بعض المياه الحرة (free water) فى فراغاتها وقـــد تكون هذه المياه بسبب الأمطار أو بسبب الخاصية الشعرية أو بسبب تواجد المـــياه الجوفـــية، وقد تكون المياه فى جزء من فراغات التربة وقد تكون فى كل فراغات التربة (مثل التربة المشبعة أو المغمورة).
- ويعـــرف الإجهاد المؤثر أو الفعال بأنه الضغط الناشئ من حبيبات التربة بعضها علـــى بعـــض ويتم حساب قيمة الإجهاد المؤثر (σ_v) بوزن عمود التربة (حبيبات التربة) المؤثر عند العمق تحت الاعتبار.
- وبصـــفة عامـــة يمكن التعبير عن قيمة الإجهاد المؤثر بأنه يعادل حاصل ضرب كثافة التربة (γ) بحالتها الموجودة فيها × مقدار ارتفاع عمود التربة أعلى النقطة التى يتم حساب قيمة الإجهاد المؤثر عندها (Z).

i.e. $\sigma_v = \gamma Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ) : هو وحدة الوزن للتربة فى الحالة الموجودة فيها التربة

- إذا كانت التربة جافة فإن $\sigma_v = \gamma_d Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ_d) الكثافة الجافة للتربة

- إذا كانت التربة تحتوى فراغاتها على بعض المياه فإن :

$\sigma_v = \gamma_b Z \quad (t/m^2)$

حيث (γ_b) هى الكثافة الكلية للتربة

- إذا كانت التربة مشبعة عن طريق الخاصية الشعرية فإن :

$\sigma_v = \gamma_{saturated} \cdot Z \quad t/m^2$

حيث (γ_{sat}) هى كثافة التربة المشبعة بالماء

- إذا كانت التربة مغمورة بالمياه (أى تحت منسوب المياه) فإن :

$\sigma_v = \gamma_{submerged} \cdot Z \quad t/m^3$

حيث (γ_{sub}) هى كثافة التربة المغمورة بالمياه وهى تعادل ($\gamma_b - \gamma_w$)

وهى تساوى (الكثافة الكلية للتربة – كثافة الماء)

٥–٨ ضغط المياه *Pore or Water Pressure*:

يعرف ضغط المياه بأنه الضغط الناشئ عن المياه أو هو عبارة عن وزن عمود المياه فوق النقطة التى يتم حساب الضغط عندها، أى أن ضغط المياه (P) على عمق (Z) يعادل :

$P = \gamma_w \cdot Z$ .... (5-24) *

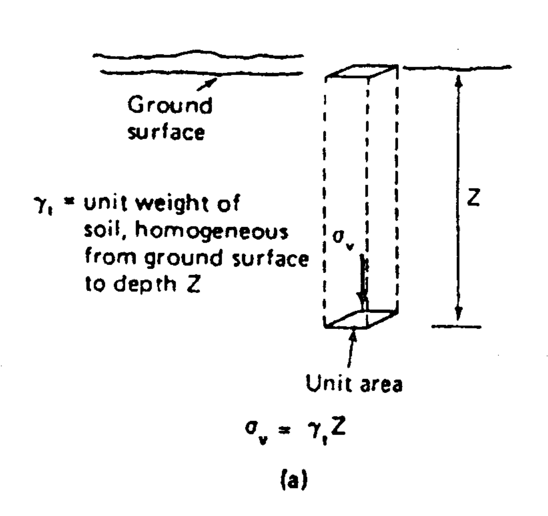
حيث (γ_w) هى كثافة الماء تعادل ١ طن/م٣

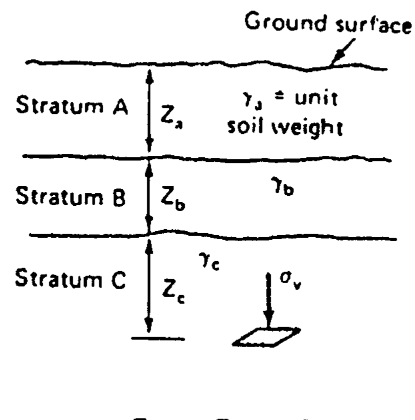
٥–٩ الضغط الكلى على التربة:

يعبر عن الضغط الكلى على التربة بأنه مجموع الضغط المؤثر أو الفعال + ضغط المياه.

i.e. $\sigma_t = \sigma_v + P$ .... (5-25) *

ويبين الشكل (٥-٢٥) كروكى لكيفية حساب الإجهادات الواقعة على التربة.





شكل (٥-٢٥)

٥-١٠ اختبارات مقاومة القص للتربة (تعيين مقاومة القص للتربة):

لإيجاد مقاومة القص للتربة وتقدير قيمتها فإن ذلك يتم إما فى المعمل أو فى الحقل أى عن طريق تجارب معملية أو تجارب حقلية كما يلى :

أ) التجارب المعملية:

- تجربة القص المباشر أو صندوق القص [Direct Shear Test or Shear Box].
- تجربة الضغط الثلاثى [Triaxial Compression Test].
- تجربة الضغط الحر أو الغير محاط أو الغير محصور [Unconfined Compressive Test].

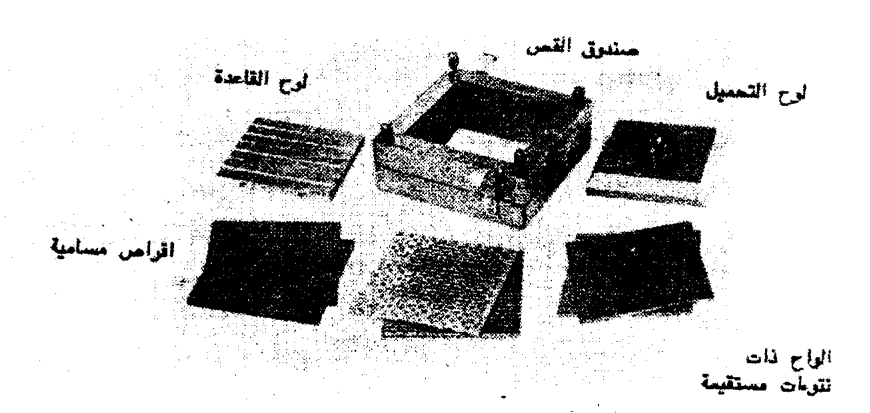
ب) التجارب الحقلية:

- تجربة مروحة القص (Vane Shear Test).
- تجربة الاختراق (Penetration Test).

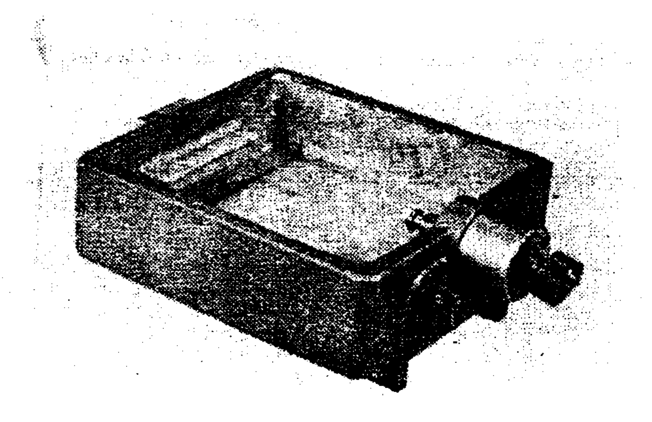
٥-١٠-١ تجربة القص المباشر أو صندوق القص:

- *الأجهزة والمعدات:*

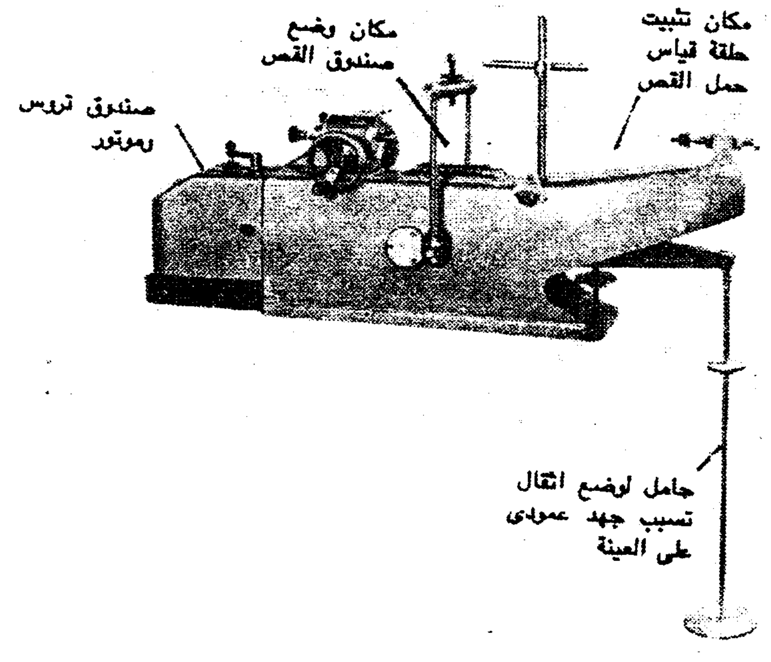
صـــندوق القص القياسى أبعاده الداخلية ٦× ٦ سم وهو عبارة عن نصفين يمكن ربطهما بمسامير قلاووظ لحين وضع التربة داخله - لوح القاعدة - لوح تحميل وأقراص مسامية وألواح ذات نتوءات مستقيمة - جهاز صندوق القص المباشر - عربة يوضع بداخلها صندوق القص - شكل (٥-٢٦).



(أ) أجزاء ومكونات صندوق القص



(ب) العربة التى يوضع داخلها صندوق القص



(جـ) جهاز القص المباشر

شكل (٥-٢٦)

• وفـــى هـــذا الاختبار توضع العينة داخل صندوق القص القياسى ثم تفك مسامير الربط بين نصفيه ويدفع النصف السفلى من الصندوق بينما يظل النصف العلـــوى له مثبـــت خلال حلقة قياس الحمل وبذلك تتعرض العينة إلى قوى قص أفقـــية تعمـــل على شطر العينة إلى نصفين على مستوى أفقى. يتم قياس حركة الصندوق وكذلك المقاومة ضد القص حتى يحدث انهيار للعينة والأخير يتمثل فى ثـــبات قـــيمة الحمل عند حد معين مهما زادت حركة الصندوق (ثبوت الحمل مع زيادة فى التشكل).

يمكن إجراء اختبار القص المباشر على التربة بثلاثة طرق هى :

(أ) <u>طريقة القص السريع</u>: *Quick Shear*

- تســـتخدم هـــذه الطـــريقة فـــى تعيين مقاومة القص للتربة المنفذة للمياه (الرمل) سواء أكانت جافة أو رطبة أو مشبعة.

- تستخدم هذه الطريقة أيضاً فى تعيين مقاومة القص للتربة ذات النفاذية القليلة للمياه (الطين) فى حالة تعرض التربة للقص خلال فترة زمنية قصيرة لا تسمح بتغيير محتوى رطوبتها حتى الانهيار.

الخطوات:

١- يركب لوح القاعدة داخل الصندوق ثم يوضع عليه لوح ذو نتوءات مستقيمة (اللوح الأول) بحيث تكون النتوءات متعامدة مع اتجاه حركة الصندوق.

٢- يتم وضع العينة فوق اللوح الأول ثم يوضع أعلاها اللوح الثانى ذو النتوءات ثم أعلاه لوح التحميل السميك الذى يتلقى الحمل العمودى على العينة.

٣- يتم وضع الصندوق بالعينة داخل العربة الخاصة بذلك.

٤- يتم وضع العربة على قاعدة جهاز القص مع تثبيت مقياس حركة لرصد تغيير ارتفاع العينة قبل وأثناء إجراء القص.

٥- يتم وضع أثقال على الحامل لتوقيع الجهد المطلوب على العينة عمودى على سطح الانهيار الأفقى وتؤخذ قراءة هبوط العينة مع تثبيت مقياس حركة لرصد الحركة الأفقية للصندوق وهى حركة إنزلاق التربة على سطح الانهيار.

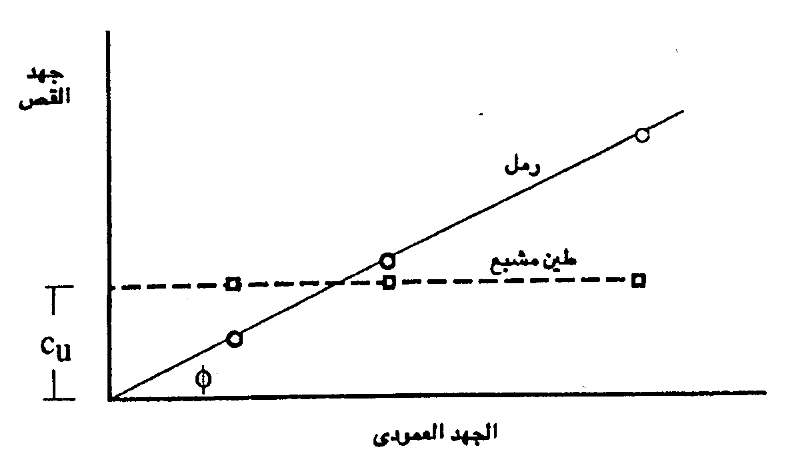
٦- يتم تحريك ودفع النصف السفلى من الصندوق بواسطة يد تحريك أو موتور بينما حركة النصف العلوى تكون مقيدة بواسطة حلقة قياس الحمل.

٧- يستمر تحريك ودفع النصف السفلى من الصندوق حتى يحدث الانهيار، ويعرف الانهيار فى هذه الحالة بعدم زيادة قراءات حلقة قياس الحمل وثباتها أو أحياناً انخفاضها

ملحوظات هامة:

i- تجرى التجربة أحياناً بسرعة خلال ١٠ دقائق تقريباً.

ii- فى حالة اختبار التربة الرملية يتم تكرار خطوات التجربة من (١) إلى (٧) السابقة عدة مرات وذلك على عينات متماثلة من الرمل مجهزة بالصندوق بنفس درجة الكثافة مع استخدام أحمال عمودية مختلفة للحصول على مجموعة قيم مناظرة لمقاومة القص - وبمعلومية العلاقة بين قيم الجهد العمودى $(\sigma) = \left(\frac{\text{الحمل الرأسي المؤثر عمودي على سطح العينة}}{\text{مساحة المقطع الأفقية للصندوق}}\right)$ ، جهد القص $(\tau) = \left(\frac{\text{الحمل الأفقي المسبب للانهيار}}{\text{مساحة المقطع الأفقى للصندوق}}\right)$ يمكن رسم العلاقة بينهما على المحورين الأفقى والرأسى على التوالى كما هو مبين بالشكل (٥-٢٧) ومع رسم العلاقة المتوسطة لهذه القراءات والتى تمثل بخط مستقيم أى العلاقة بين (τ)،(σ) يمكن إيجاد قيمة معاملات القص $(C_u) = 0$ بينما (ϕ_u) لها قيمة معينة حسب نموذج وشكل حبيبات الرمل.



شكل (٥-٢٧) نتائج اختبار القص المباشر السريع على تربة رملية وطين مشبع

iii- فى حالة التربة الطينية تكرار خطوات التجربة من (١) إلى (٧) لا يغير من مقاومة القص (τ) والتى تساوى فى هذه الحالة (C_u) حيث قيمة $(\phi_u = 0)$ أى أن إجراء التجربة عدة مرات وإعادتها على عينات متماثلة بجهد عمودى مختلفة يتم فقط لأخذ قيمة متوسطة لمقاومة القص وهى تساوى مقاومة التماسك (C_u) كما هو مبين بالشكل (٥-٢٧).

(ب) طريقة القص السريع بعد التصلب:

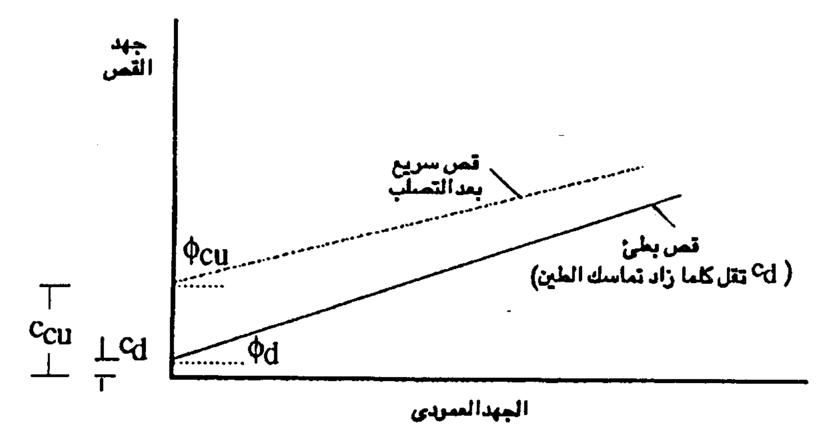
تستخدم هذه الطريقة فى تعيين مقاومة القص على أنواع التربة التى يتوقع حدوث إنضغاط لها وتصلب قبل تعرضها للقص.

الخطوات:

١- يجهز صندوق القص مع وضع اللوحين ذى النتوءات والأحزام أسفل وأعلى العينة بالإضافة إلى وضع أسفلهما وأعلاهما القرصين المساميين وتملأ العربة بالمياه وبذلك يمكن للعينة أثناء التصلب طرد أو امتصاص المياه.

٢- تجرى عملية القص بالكيفية والخطوات التى تم ذكرها فى تجربة القص السريع السابقة وذلك بسرعة وذلك حتى لا يتغير محتوى الرطوبة أثناء القص.

٣- يتم تكرار التجربة على عينات متماثلة من التربة بتغيير قيمة الجهد العمودى المؤثر على العينة مع تقدير قيمة جهد القص المناظر للانهيار القصى ويتم رسم العلاقة بين الجهد العمودى وجهد القص ومن هذه العلاقة نحصل على قيمة كل من قوة التماسك (C_{cu}) وزاوية الاحتكاك (ϕ_{cu}) كما هو مبين بالشكل (٥-٢٨).



شكل (٥-٢٨) بيانى نتائج اختبار القص السريع بعد التصلب والبطىء مع التصلب على تربة مشبعة

(جـ) طريقة القص البطىء مع التصلب:

تســتخدم هذه الطريقة على أنواع التربة التى يتوقع أن يحدث لها انضغاط وتصلب أثناء تعرضها للقص.

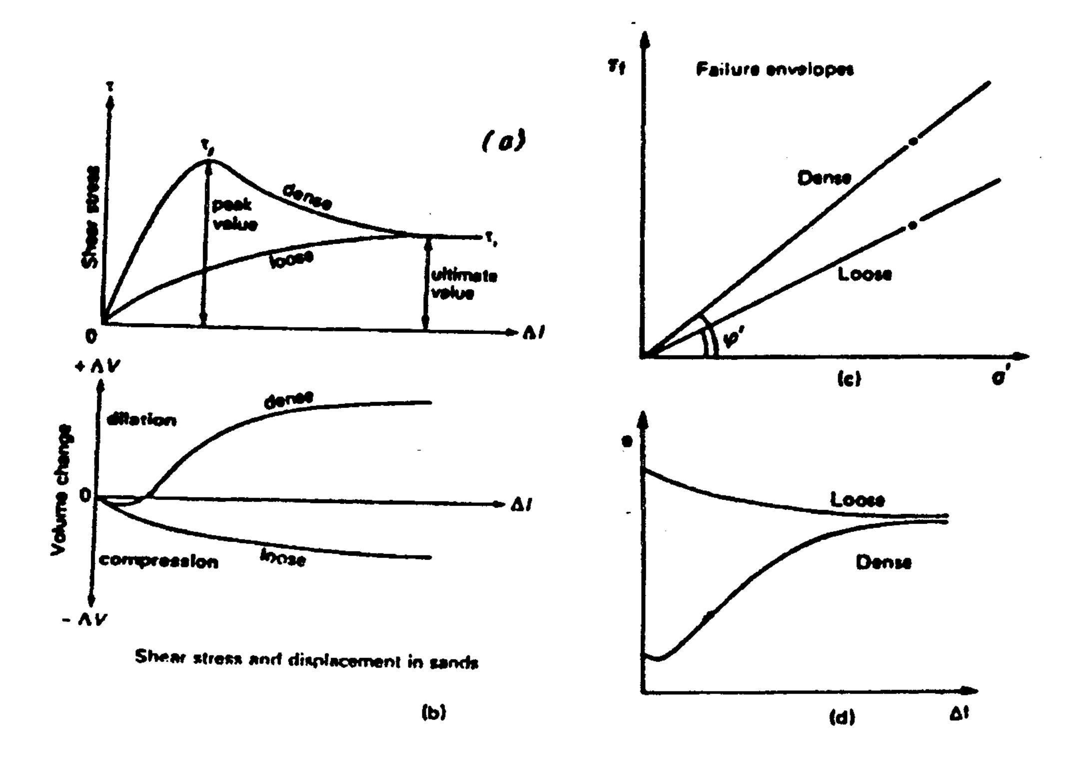
الخطوات:

١- يجهــز صندوق القص والعينة كما هو فى حالة القص السريع بعد التصلب المذكورة سابقاً.
٢- يــتم إجراء عملية القص ببطىء حسب نوع التربة ونفاذيتها (قد تستغرق التجربة عدة ساعات أو عدة أيام حسب نوع التربة).
٣- يــتم إجــراء التجربة على عينات متماثلة من التربة المراد اختبارها تحت إجهادات عمودية مختلفة مع تعيين قيم إجهادات القص المناظرة لكل مرة عند الانهيار.
٤- يتم رسم نتائج الاختبارات على رسم بيانى مثل الموضح بالشكل (٥-٢٨) ومن هذا الرسم البيانى يتم تقدير قيمة كل من (C_d) ، (ϕ_d).

٥-١٠-٢ ملحوظات هامة:

i- *التغيير الحجمى والتشكلات الحادثة فى الرمل خلال اختبار القص:*

بجانــب تعييــن العلاقة بين إجهاد القص (τ) والإجهاد العمودى (σ) لعينة من التربة من اختبارات القص السابق شرحها فإنه يمكن قياس مقدار التشكل أو التشــوه الــذى يحدث فى العينة فى الاتجاهين الرأسى ($\Delta \ell$) والأفقى والذى يعبر عــن التغير الحجمى للعينة (Δv) (change in volume) ويبين الشكل (٥-٢٩) نــتائج اختــبار القــص المخــتلفة لعينة من تربة رملية وذلك فى حالتيه الكثيفة والسائبة (Dense or loose sand).



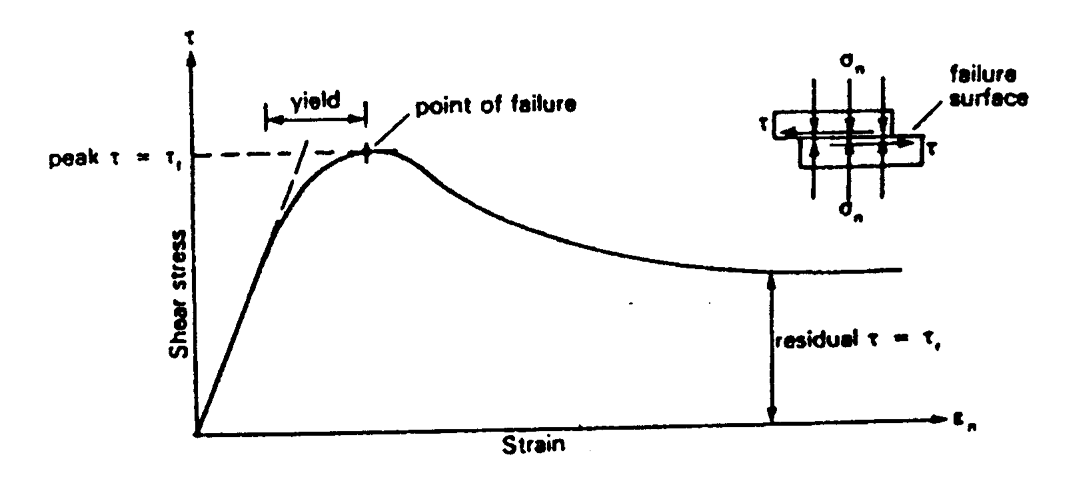
شكل (٥-٢٩) نتائج اختبار القص للتربة الرملية والتشكلات والتغير الحجمى له أثناء الاختبار

ii - *زاوية الاستقرار أو التربيح الطبيعى (Angle of Repose) للتربة:*

- يمكن تعريف زاوية الاستقرار أو التربيح الطبيعى للتربة بأنها الزاوية المقاسة على الأفقى والتى عندها تأخذ كمية أو كومة من التربة الجافة وضعها الطبيعى دون أى سند أو تدعيم تحت تأثير وزنها.
- تم ملاحظة أن زاوية الاستقرار أو التربيح الطبيعى تتوقف على حسب نوع التربة وشكل وحجم حبيباتها ففى حالة التربة الغير متماسكة كالرمل والزلط حيث قوة التماسك $(C = 0)$ فإن زاوية الاستقرار يمكن أخذها مساوية لزاوية الاحتكاك الطبيعى للرمل أو الزلط وهو سائب (ϕ_{loose})، أما فى حالة التربة المتماسكة أو الطين فإن زاوية الاستقرار المناظرة له تعادل تقريباً صفر.

iii- منحنى الإجهاد - الانفعال والانهيار بالقص المباشر:

يبين الشكل (٥-٣٠) منحنى العلاقة بين مقدار إجهاد القص الأفقى المؤثر (τ) على عينة معرضة إلى إجهاد قص مباشر ومقدار الانفعال الرأسى (ζ_n) وهو يساوى مقدار التشوه أو التشكل الرأسى الذى يحدث فى العينة نتيجة للإجهاد العمودى (σ) أى يساوى (Δ h/h) حيث فى هذا المنحنى يزداد إجهاد القص مع زيادة الانفعال العمودى (ζ_n) وذلك حتى يصل إلى أقصى قيمة ممكنة تسمى (Peak) نقطة (a) فى المنحنى وهى التى بعدها تقل مقاومة القص للتربة مع زيادة ملحوظة وكبيرة فى الانفعال العمودى إلى الحد الذى تثبت عنده المقاومة مع زيادة مطردة فى الانفعال نقطة (b) فى المنحنى وهى تناظر أقصى مقاومة قص (ultimate) وهنا يجب التفرقة بين القيمتين (Peak shear strength)، (Ultimate shear strength) للتربة حيث الأولى تسمى مقاومة القص العظمى والتى تمثل التربة فى حالتها المدموكة والكثيفة (compacted or dense) والثانية أقصى مقاومة للقص فى حالتها المفككة والسائبة (loose).



شكل (٥-٣٠) منحنى الإجهاد - والانفعال وانهيار التربة بالقص المباشر

iv - يبين الجدول التالى (٥-٤) بعض القيم الاسترشادية لقيمة زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) للتربة لبعض أنواع التربة الخشنة الغير متماسكة.

جدول (٥-٤) قيم استرشادية للزاوية ϕ لبعض أنواع التربة الغير متماسكة الخشنة

نوع التربة	زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) المناظرة	
	الإجهاد الأعظم (Peak)	الإجهاد الأقصى (Ultimate)
خليط من الرمل والزلط	٤٠ - ٥٠	٣٣ - ٣٦
رمل جيد التدرج	٤٠ - ٥٠	٣٢ - ٣٥
رمل ناعم إلى متوسط التدرج	٣٢ - ٣٥	٢٩ - ٣٢
رمل طميى	٢٧ - ٣٢	٣٠ - ٣٣
طمى (غير لدن)	٣٠ - ٣٥	٢٦ - ٣٠

٥-١٠-٣ أمثلة على مقاومة القص للتربة:

مثال (١):

أجـرى اختـبار القـص المباشر على عينة من التربة الغير متماسكة من الـرمل وكانـت نتائج هذا الاختبار كما يلى. المطلوب تعيين معاملات القص لهذه النوعية من التربة.

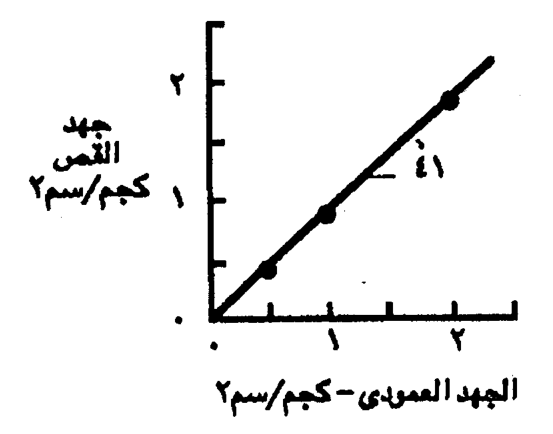
الحمل العمودى (كجم)	١٨	٣٦	٧٢
حمل القص عند الانهيار (كجم)	١٥,٨	٣٠,١	٦٥,٣

الحل:

١- يـتم حسـاب قيمة كل من الإجهادات العمودية (σ) وإجهادات القص عند الانهـيار (τ) المـناظرة لكـل تجربة وذلك بقسمة قيم الأحمال هذه على المساحة المعرضة للقص وهى مساحة صندوق القص (٦ × ٦ سم) وذلك كالآتى :

الإجهاد العمودى σ (kg/cm^2)	٠,٥	١	٢
إجهاد القص τ (kg/cm^2)	٠,٤٤	٠,٨٤	١,٨١

٢- يتم توقيع العلاقة بين كل من إجهاد القص (τ) على المحور الرأسى والقيم المناظرة لها من الإجهاد العمودى (σ) وذلك بمقياس رسم واحد لكلاً منها وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣١).



شكل (٥-٣١) منحنى العلاقة بين إجهاد القص والإجهاد العمودى لعينة التربة فى المثال رقم (١)

٣- من منحنى العلاقة المبينة بالشكل (٥-٣١) السابق يتم تعيين معاملات القص وهما الثوابت (C) ، (ϕ) حيث يتبين أن قيمة [C=0] الجزء المقطوع من المحور الرأسى لأنها تربة غير متماسكة (رمل) وأن الزاوية (ϕ) ظلها يعادل ميل الخط المستقيم ويمكن أخذها لقيمة متوسطة لظل هذه الزاوية عند كل قراءة من قراءات كل من (τ) ، (σ).

i.e. $\tan\phi = \frac{\Sigma \tau}{\Sigma \sigma} = \frac{0.5 + 1.00 + 2.00}{0.44 + 0.84 + 1.81} = 1.13$

$\therefore \quad \phi = \tan^{-1} 1.13 =$

مثال (٢):

يبين الجدول التالى العلاقة بين قيم الحمل العمودى وحمل القص عند الانهيار لعينة من التربة الرملية الطينية وذلك أثناء إجراء اختبار القص المباشر والمطلوب تعيين مقاومة وقوة التماسك وزاوية مقاومة القص لهذه النوعية من التربة.

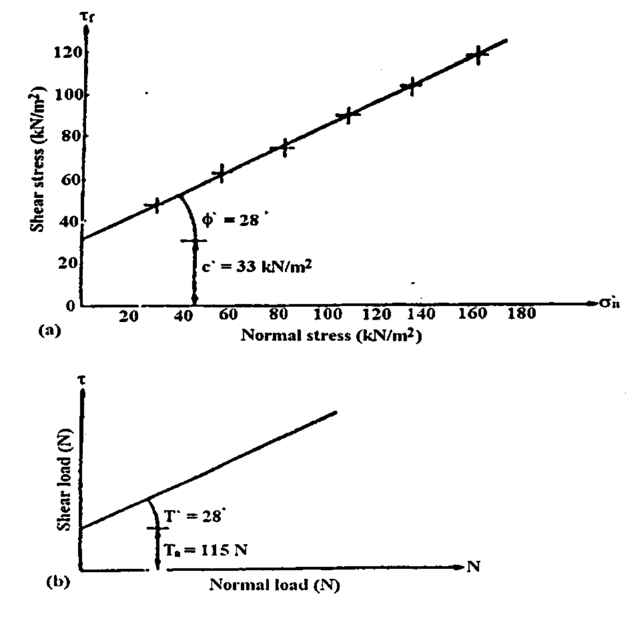
الحمل العمودى (كجم)	١٠,٨	٢٠,٢	٢٩,٥	٣٩,٠٠	٤٨,٤	٥٧,٦
حمل القص عند الانهيار (كجم)	١٧,٢	٢٢,٧	٢٦,٦	٣٢,٣	٣٧,٤	٤٢,٥

الحل:

١- يتم حساب قيمة كل من الإجهادات العمودية (σ) وإجهادات القص (τ) عند الانهيار لكل تجربة من هذه التجارب وذلك بخارج قسمة كل من هذه الأحمال على المساحة المعرضة للقص وهى ٦٠ × ٦٠ مم (صندوق القص) - يبين الجدول التالى قيم هذه الإجهادات.

الإجهاد العمودى (σ) kg/cm^2	٠,٣٠	٠,٥٦	٠,٨٢	١,٠٨	١,٣٤	١,٦٠
إجهاد القص عند الانهيار τ (kg/cm^2)	٠,٤٥	٠,٦٣	٠,٧٤	٠,٩٠	١,٠٤	١,١٨

٢- يتم توقيع العلاقة بين الإجهاد العمودى (σ)، إجهاد القص عند الانهيار (τ) المناظر لكل تجربة وذلك بمقياس رسم مناسب وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣٢).



شكل (٥-٣٢) منحنى العلاقة بين (σ)، (τ) عند الانهيار للتربة فى المثال رقم (٢)

٣- من رسم العلاقة يتبين أنها تسلك الخط المستقيم معادلته هى $\tau = C + \sigma \tan \phi$ حيث (C) هى مقدار الجزء المقطوع من المحور الرأسى وتساوى مقاومة التماسك والتى تساوى فى هذه الحالة $(C = 0.33$ $kg/cm^2)$ وأن ميل الخط المستقيم ظله يعادل $(\tan \phi)$ أى ظل زاوية

الاحـــتكاك الطبـــيعى للتربة ومن الرسم يتبين أن زاوية مقاومة القص (ϕ) تعادل ٢٨°.

مثال (٣):

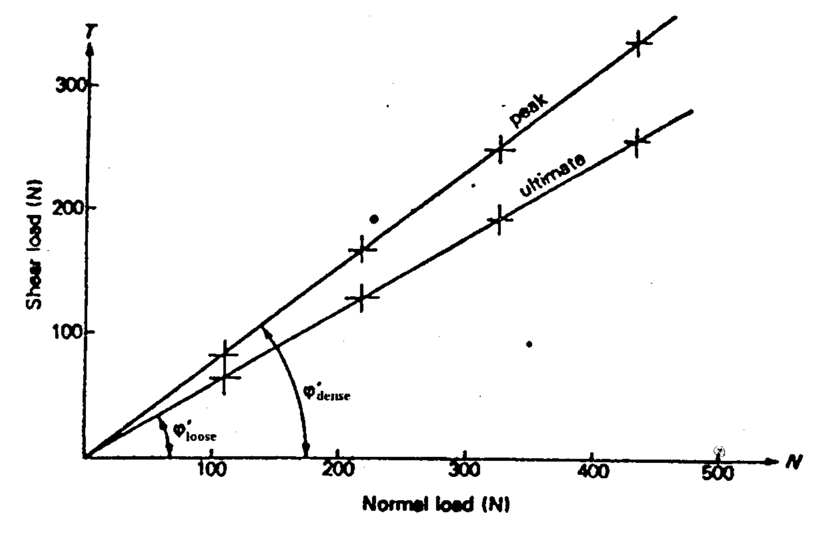
أجـــرى اختـــبار القـــص المباشر على عينة من الرمل الكثيف والمدموك وكانت نتائج الاختبار كما يلى :

الحمل العمودى (كجم)	١,١٠	٢,١٦	٣,٢٤	٤,٣٢
أقصى حمل قص (كجم) (ultimate)	٠,٦٦	١,٣١	١,٩٥	٢,٦١
حمل القص الأعظم (كجم) (peak)	٠,٨٥	١,٧٠	٢,٥٣	٣,٤٠

المطلـــوب تحديـــد وتقدير قيمة زاوية مقاومة القص (ϕ) للتربة المختبرة وذلـــك فى حالتيها الكثيفة والمدموكة (Compacted) عند الحمل الأعظم وحالتها المفككة والسائبة (loose) عند الحمل الأقصى.

الحل:

١- يمكـــن رســـم العلاقـــة بين كل من الحمل العمودى بالكجم وأحمال القص المناظرة لكل حالة من حالات التربة وذلك كما هو مبين بالشكل (٥-٣٣) بمقياس رسم معين.



شكل (٥-٣٣)

٢- بفحص العلاقة بالشكل (٥-٣٣) تبين أن العلاقات هى علاقات خطية مارة بنقطة الأصل لكل حالة وأن ميل الخط المناظر للحالة المدموكة أكبر من ميل الخط المناظر للحالة السائبة وهذا يعنى أن مقاومة القص للتربة المدموكة أكبر من نظيرتها للتربة السائبة ومن هذه العلاقات يتبين أن (C=0) مقاومة التماسك تساوى صفر فى كلتا الحالتين وأن :

$$\phi_{\text{dense or compacted at peak}} > \phi_{\text{loose at ultimate}}$$

i.e. $\phi_{dense} = 38 > \phi_{loose} \cong 31$

مثال (٤):

أجرى اختبار القص المباشر على عينتين من الرمل إحداهما فى حالة سائبة (loose) والثانية فى حالة مدموكة (dense or compacted) وقد تم قياس كل من الحركة الأفقية (الإزاحة الأفقية) والإزاحة الرأسية وذلك تحت إجهاد عمودى ثابت قدره ٢,١٠ كجم/سم٢ لكل من العينتين وذلك كما يلى :

بالنسبة لعينة الرمل السائبة *(Loose State)*:

إجهاد القص المؤثر (كجم/سم٢) τ	صفر	٠,٥٩	٠,٧٨	٠,٩١	٠,٩٩	١,٠٦	١,١١	١,١٣	١,١٤	١,١٦	١,١٦	١,١٦
الإزاحة الأفقية × ١٠^-٢ (مم) (Δℓ)	صفر	٥٠	١٠٠	١٥٠	٢٠٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠	٥٠٠	٥٥٠
الإزاحة الرأسية × ١٠^-٢ (مم) (Δh)	صفر	٦ -	١٢ -	١٥ -	١٧ -	١٨ -	١٩ -	- ١٩,٥	٢٠ -	- ٢٠,٥	- ٢٠,٥	- ٢٠,٥

بالنسبة لعينة الرمل المدموكة أو الكثيفة *(Dense State)*:

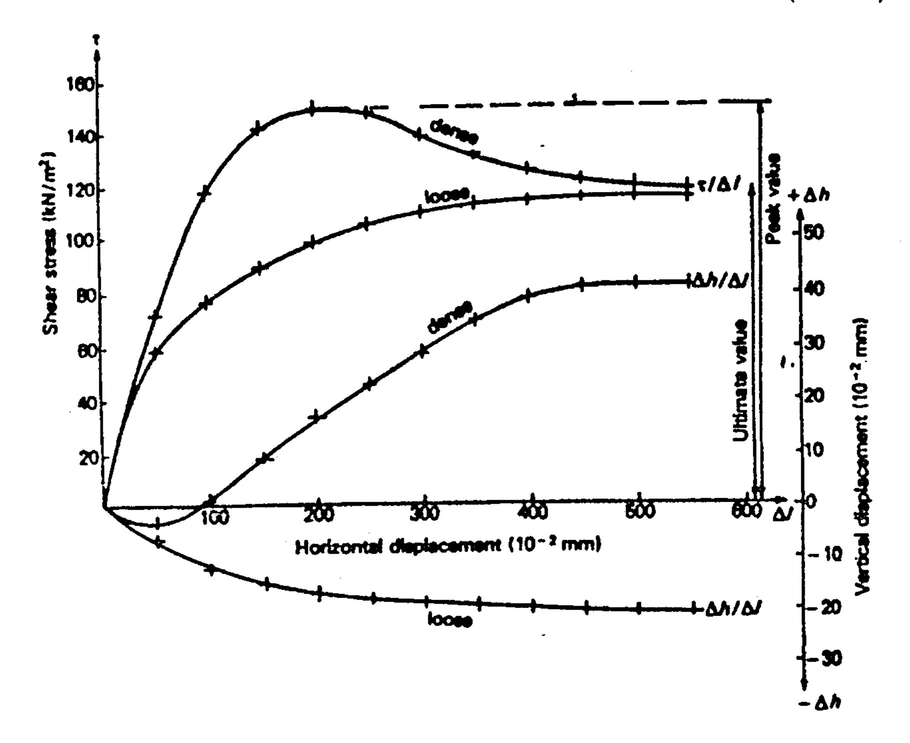
إجهاد القص المباشر المؤثر (كجم/سم٢) τ	صفر	٠,٧٣	١,١٨	١,٤٣	١,٥٠	١,٤٩	١,٣٩	١,٣٣	١,٢٦	١,٢٢	١,٢٠	١,١٩
الإزاحة الأفقية × ١٠^-٢ (مم) (Δℓ)	صفر	٥٠	١٠٠	١٥٠	٢٠٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠	٥٠٠	٥٥٠
الإزاحة الرأسية × ١٠^-٢ (مم) (Δh)	صفر	٣ -	١	٩	١٧	٢٣	٢٩	٣٥	٣٩	٤١	٤١	٤١

ملحوظـــة: الإشارة السالبة فى الإزاحة الرأسية معناها نقص فى الارتفاع بينما الإشارة الموجبة معناها زيادة فى الارتفاع.

والمطلوب حساب قيمة (ϕ_{loose}) ، (ϕ_{dense})

الحل:

لكـــل من العينتين السابقتين يتم رسم العلاقة بين كل من إجهاد القص (τ) ومقـــدار الإزاحـــة الأفقـــية ($\Delta\ell$) كما يتم رسم العلاقة بين كل من مقدار الإزاحة الرأســـية (Δh) والإزاحـــة الأفقـــية ($\Delta\ell$) لهاتين العينتين كما هو موضح بالشكل (٥-٣٤).



شكل (٥-٣٤) العلاقة بين (τ) ، ($\Delta\ell$) وبين (Δh) ، ($\Delta\ell$) لعينتين الرمل السائبة والمدموكة

مـــن فحـــص منحنيات العلاقة (τ) ، ($\Delta\ell$) يتبين أن الرمل بحالتيه السائبة والمدموكة يصل إلى حالته الحرجة (critical state) والمقصود بهذه الحالة هو

ثبوت الحجم إلى حد ما مع زيادة مطردة فى الإزاحة الأفقية وذلك عند إزاحة أفقية مقدارها ٥ مم ومن هذه المنحنيات يتبين أن :

قيمة إجهاد القص الأعظم (Peak value for shear) وهى أقصى قيمة لإجهاد القص المناظرة للحالة المدموكة يعادل $\tau_{peak} = 1.52 \ kg/cm^2$ وقيمة (Ultimate value for shear) وهى أقصى قيمة لإجهاد القص المناظرة للحالة السائبة يعادل $\tau_{ultimate} = 1.16 \ kg/cm^2$ ومن هذه القيم يتم إيجاد قيم زاوية الاحتكاك المناظرة لكل حالة من هذه الحالات وذلك تحت إجهاد عمودى ثابت $\sigma = 2.1 \ kg/cm^2$ وذلك من العلاقة المعروفة :

- للحالة السائبة

$$\tau_u = \sigma \ \phi_{loose}$$

$$\text{i.e.} \quad 1.16 = 2.1 \ \phi_{loose} \qquad \phi_{loose} = \text{arc tan} \frac{1.16}{2.1} = 29^\circ$$

- للحالة المدموكة

$$\tau_{peak} = \sigma \ \phi_{comp \ or \ dense}$$

$$\therefore \quad 1.52 = 2.1 \ \phi_{dense} \qquad \phi_{dense} = \text{arch tan} \frac{1.52}{2.1} = 36^\circ$$

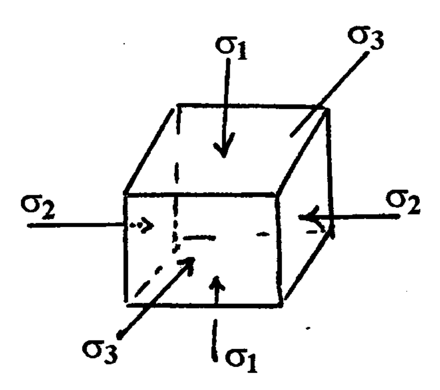
هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كلما زادت الزاوية (ϕ) تزداد مقاومة القص وبالتالى فإنه مقاومة القص للتربة المدموكة أكبر من نظيرتها للتربة السائبة كما هو موضح.

٥-١٠-٤ تجربة الضغط الثلاثي:

5-10-4 Triaxial Compression Test:

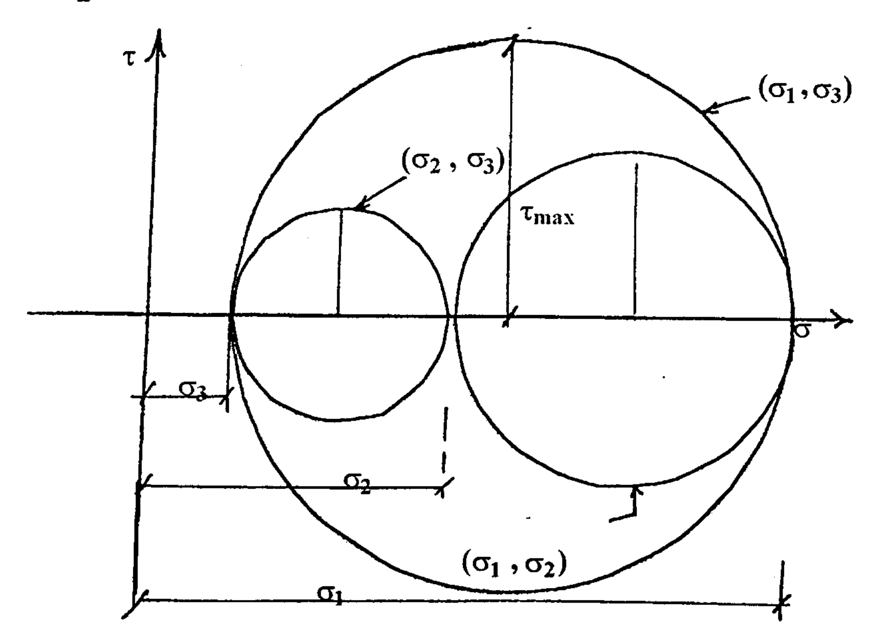
مقدمة:

- كما هو معروف أنه عند تعريض عينة من مادة متجانسة إلى حالة إجهاد ثلاثية (Triaxial state of stress) إحداهما الإجهاد الرأسى العمودى قدره (σ_1) فى الاتجاه الرأسى والإجهادات الثابتة هى إجهادات جانبية عمودية قدرها (σ_2)، (σ_3) كما هو موضح.



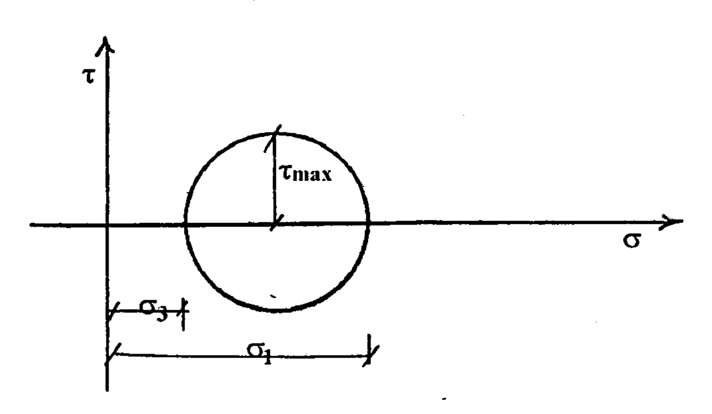
• وحيــث أنـــه يمكن تمثيل وإيجاد أقصى قيمة لإجهاد القص بدلالة دوائر مــور (Mohr's circles) للمستويات الثلاثة [المستوى (σ_1) مع (σ_2)، المستوى (σ_2) مع (σ_3)، المستوى (σ_3) مع (σ_1)] كما هو مبين وبالتالى فإن أقصى إجهاد قــص هو المناظر للدائرة المرسومة بين أقصى إجهاد عمودى (σ_1) ،اقل إجهاد عمودى (σ_3) كما هو مبين بالشكل (٥-٣٥) وأن قيمة أقصى إجهاد قص (τ).

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$



شكل (٣-٣٥) دوائر مور للحالة العامة للإجهاد

ولحالـــة إجهـــاد خاصة $\sigma_2 = \sigma_3$ فإن أقصى إجهاد قص هو (τ_{max}) أيضاً ويعادل $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ كمـــا هـــو مبين وتنحصر الدوائر الثلاثة فى دائرة واحدة ترسم بين (σ_1) ، (σ_3) أو (σ_2) كما هو مبين بالشكل (٥-٣٦).



شكل (٥-٣٦) دائرة مور فى الحالة الخاصة $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$

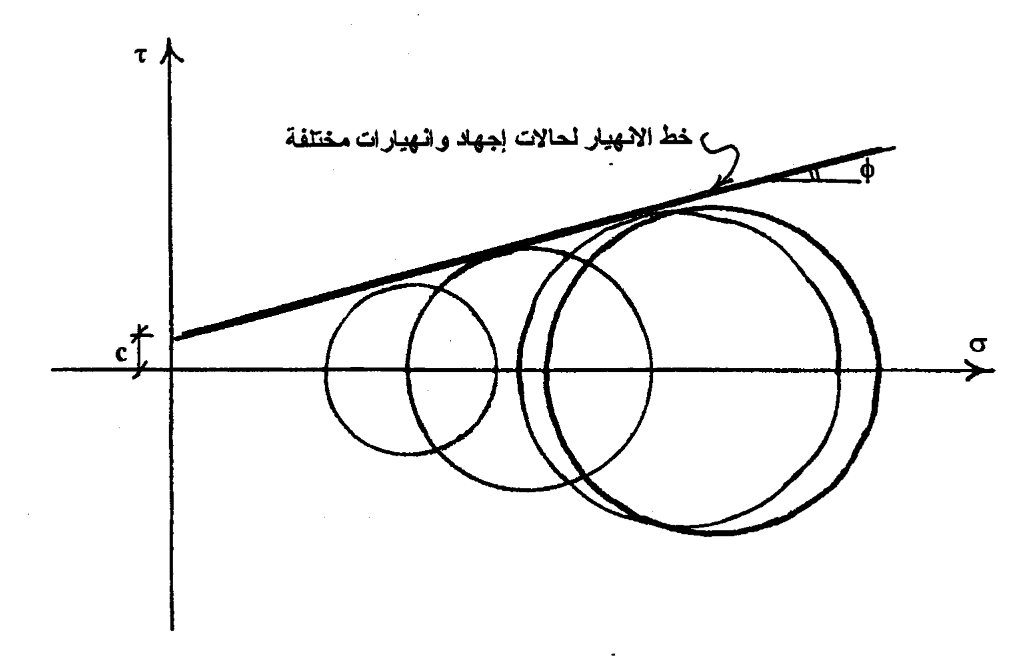
• تتلخص تجربة الضغط الثلاثى فى تعريض عينة من التربة إلى إجهادات ضغط جانبية (σ_3) بعد ذلك تضغط العينة محورياً إلى الانهيار ولتكن قيمة الإجهاد (σ_1) ويتم رسم العلاقة بين (σ_1) ، (σ_3) برسم دائرة مور لهذه الحالة من الإجهاد وبتغيـــير كـــل من قيمة (σ_3) تتغير تبعاً لذلك قيمة (σ_1) المسببة للانهيار للعينة وبالـــتالى يـــتم رسم مجموعة دوائر ممثلة للانهيار وحيث أن كل نقطة على هذه الدائـــرة تمـــثل انهـــيار فإن الخط المماس لمجموعة هذه الدوائر يسمى بخط أو منحـــنى الانهيار (Envelope or line of failure) كما هو مبين بالشكل (٥-٣٧) وأن هذا الخط هو المحل الهندسى لجميع النقط التى تمس جميع الدوائر المسببة للانهيار وهى بسبب إجهادات القص (τ) وأن معادلة هذا الخط هو

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

حيث (C) : هـــو الجـــزء المقطوع من المحور الرأسى ويمثل مقاومة التماسك للتربة

، (ϕ) : زاوية الميل للخط وهى زاوية الاحتكاك الداخلى للمادة المختبرة

، (σ) : هى قيمة الإجهاد العمودى المؤثر والمناظر لقيمة إجهاد القص (τ)



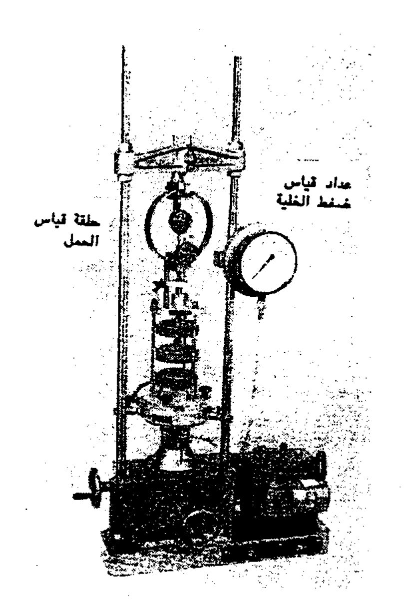
شكل (٥-٣٧) خط الانهيار لعينة معرضة لحالات إجهاد مختلفة عند الانهيار

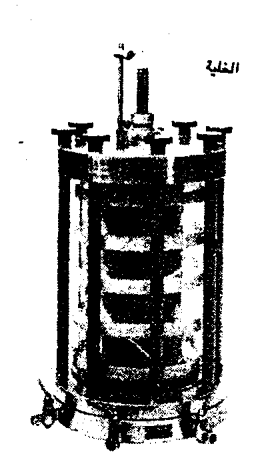
٥-١٠-٥ تعيين معاملات القص:

كمـا هـو معـروف بأن معاملات القص لعينة ما من التربة تتوقف على حالاتها الـثلاثة السابق الإشارة إليها وهى حالة عدم التصرف (undrained) وحالة التصلب مع عدم التصرف (consolidated - undrained) وحالة التصرف (drained).

الأجهزة والمعدات:

- يتكون جهاز الضغط ذو الثلاثة محاور من خلية توضع كالموضحة بالشكل (٥-٣٨) توضع بداخلها عينة أسطوانية من التربة المراد اختبارها توضع فـى داخـل غشاء رقيق من المطاط لمنع تغيير محتوى رطوبتها. الخلية المبينة تتيح توقيع إجهاد جانبى يحيط عينة التربة الأسطوانية عن طريق إدخـال مياه تحيط بالعينة تحت ضغط معين يسمى (σ_1) بعد ذلك يتم ضغط العينة محورياً حتى الانهيار (σ_1).





شكل (٥-٣٨) خلية الضغط الثلاثى وماكينة الاختبار

- الخلية تسمح بإجراء التجربة على عينة من التربة المحصورة بين قرصين غير منفذين (من الألومنيوم أو البلاستيك الجاف) أو بين قرصين منفذين للمياه متصلين بأنابيب خارجية مدرجة توضح كمية المياه المنصرفة من العينة أو المتسربة داخلها أثناء اختبارها، كما تتيح الخلية أيضاً قياس ضغط المياه المحتواة داخل العينة. وبذلك يمكن القول بأنه يمكن إجراء تجربة سريعة على عينة بدون تغيير فى محتوى رطوبتها ويسمى فى هذه الحالة اختبار (UU). كما يمكن إجراء تجربة الاختبار بجعل العينة تتصلب أولاً تحت تأثير ضغط المياه فى الخلية، ثم قفل مخرج المياه وضغطها محورياً حتى الانهيار مع قياس ضغط المياه المحتواة فى الفراغات بجهاز خاص ويسمى الاختبار فى هذه الحالة باختبار (CU). كما يمكن إجراء الاختبار لعينة تتصلب تحت ضغط الخلية ثم ضغطها محورياً ببطئ حتى الانهيار مع ترك مخارج المياه مفتوحة ويسمى الاختبار فى هذه الحالة باختبار (D).

الخطوات:

١- يتم تجهيز عينة من التربة بقطر ٣٨ أو ٥٠ أو ١٠٠ مم وبارتفاع ضعف القطر أى ٧٦ مم أو ١٠٠ مم أو ٢٠٠ مم حسب حجم العينة التى يتم استخراجها من الجسات حسب المطلوب وحسب سعة الخلية.

٢- يتم وضع العينة المجهزة على قاعدة الخلية بين قرصين غير منفذين أو قرصين مساميين حسب نوع التجربة.

٣- يتم تركيب غشاء رقيق مطاط حول العينة ويحكم بحلقتين كاوتش على القرصين مع وضع شرائح ورق ترشيح حول العينة فى حالة تصلبها قبل الضغط المحورى.

٤- يتم وضع الخلية على قاعدة ماكينة الضغط وهى ماكينة مزودة بموتور كهربائى بعجل بسرعات مختلفة حسب نوع الاختبار المطلوب.

٥- يتم رفع القاعدة بالخلية حتى يتلامس عامود توقيع الحمل المحورى مع نهاية حلقة قياس الحمل.

٦- يتم ملئ الخلية بالمياه التى تحيط بالعينة ثم يوقع ضغط عليها من جهاز ضغط هواء متصل باسطوانة هواء/ماء. وإذا ما كان المطلوب إجراء التجربة مع تصلب العينة وصرف المياه سواء قبل توقيع الضغط فقط أو أثناءه تملأ الأنابيب الرأسية المتصلة بالقرصين المساميين فى نهايتى العينة إلى علامة معينة، بعد توقيع الضغط الجانبى (σ_3) تترك العينة لتتصلب وتخرج المياه المصاحبة لعملية التصلب وتؤخذ القراءات على الأنابيب الرأسية لمعرفة حجم المياه المنصرفة.

٧- بعد ذلك يتم رفع قاعدة الماكينة بالخلية حتى يبدأ مؤشر مقياس القوة المزودة به حلقة قياس الحمل فى الحركة.

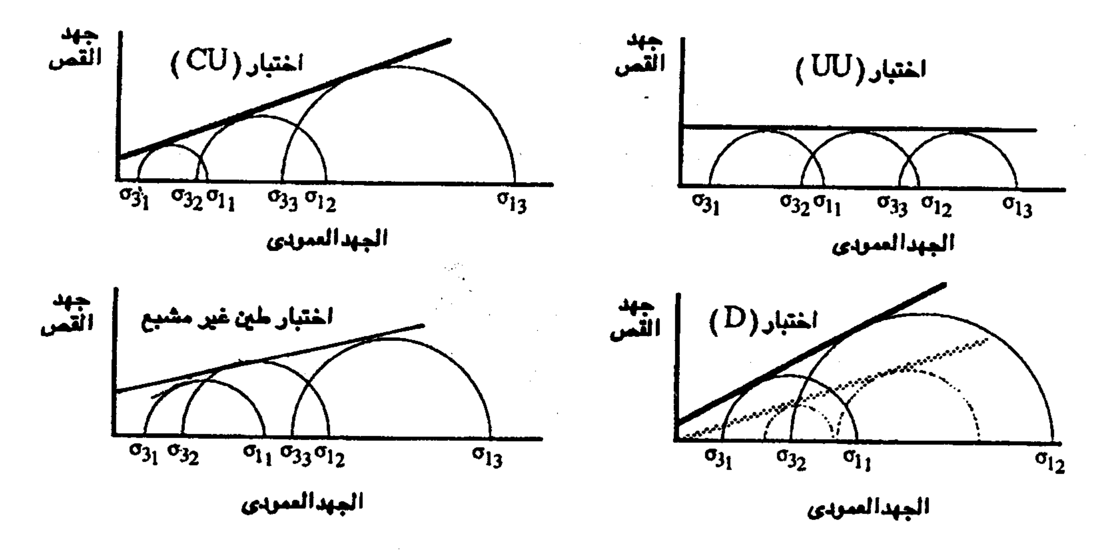
٨- بعد ذلك يتم تشغيل ماكينة الضغط لتتحرك القاعدة تدريجياً بالسرعة المطلوبة وتؤخذ قراءات للحركة الرأسية لقاعدة الماكينة وهى تساوى إنضغاط العينة وتؤخذ فى نفس الوقت قراءة حلقة قياس الحمل المحورى المناظرة.

٩- يتم إيقاف التجربة عندما تصل قراءة الحمل المحورى الرأسى إلى أقصى حد أو عندما يصل انضغاط العينة الرأسى إلى ٢٠% من طولها الأصلى.

هــذا وتجدر الإشارة إلى أنه إذا كان إجراء التجربة يتم مع صرف المياه مــن العينة تؤخذ القراءات على الأنابيب الرأسية مع القرائتين السابقتين، وكذلــك إذا كانت التجربة يصاحبها قراءة ضغط المياه بداخل العينة تؤخذ أيضاً هذه القراءة.

١٠- تكــرر الــتجربة على عينات متماثلة من التربة تحت ضغوط جانبية (σ_3) مختلفة مع تسجيل قيمة الضغط الرأسى الإضافى المؤدى إلى الانـهيار (D) ويضــاف إلــى ضغط الخلية - الذى يؤثر رأسياً أيضاً علاوة على تأثيره أفقــياً - لنحصل على مجموع الضغط الرأسى المؤدى إلى الانـهيار (σ_1). والخلاصـــة أن تجــربة الضغط ذو الثلاثة محاور تتيح إحداث انهيار لعينة الــتربة تحــت ظروف ضغوط - أو إجهادات - جانبية متغيرة مع ظروف صــرف مخــتلفة أيضاً، كما تتيح التجربة أيضاً قياس ضغط المياه بداخل العينة قبل وأثناء انهيار العينة.

١١- يــتم توقــيع النــتائج المختلفة للعلاقة بين (σ_1) ، (σ_3) على رسم بيانى بطريقة مور والموضحة بالشكل (٥-٣٩) ومنه نوجد قيم زاوية الاحتكاك (ϕ) وقيمة التماسك حسب حالة العينة المختبرة.



شكل (٥-٣٩) نماذج لكيفية توقيع نتائج الاختبار الضغط الثلاثى المحور على عينات من التربة لحالات اختبار مختلفة (UU)، (CU)، (D)

مثال:

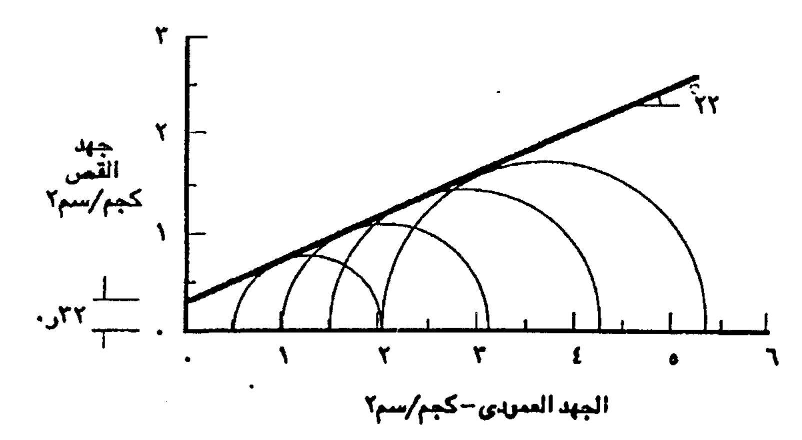
تم إجراء اختبار الضغط المحورى على أربعة عينات متماثلة من التربة مع السماح للمياه بالصرف من العينة أثناء تصلبها تحت ضغط الخلية وكذلك أثناء إجراء التجربة وكانت نتائج الاختبار كما يلى :

الضغط الجانبى (σ_3) (كجم/سم٢)	٠,٥	١,٠٠	١,٥	٢
الضغط الرأسى الكلى (σ_1) (كجم/سم٢)	٢,١٥	٣,٢٠	٤,٣٠	٥,٤٠

المطلوب تقدير قيمة معاملات القص لهذه النوعية من التربة.

الحل:

- يتم توقيع العلاقة بين الإجهادات العمودية (σ_1) وقيمة الضغط الجانبى برسم دوائر مور لكل عينة من العينات المختبرة كما هو موضح وذلك بنفس مقياس الرسم بين المحور الرأسى والأفقى.
- يتم تحديد خط الانهيار لهذه العينات وذلك برسم المماس المشترك لهذه الدوائر ومن تقاطع هذا الخط مع المحور الرأسى نحصل على قيمة التماسك (C_d) ومن ميل هذا الخط يتم حساب زاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ_d)
- من الرسم يتضح أن : $C_d = 0.32\ kg/cm^2$ ، $\phi_d = 22°$ – شكل (٥–٤٠).



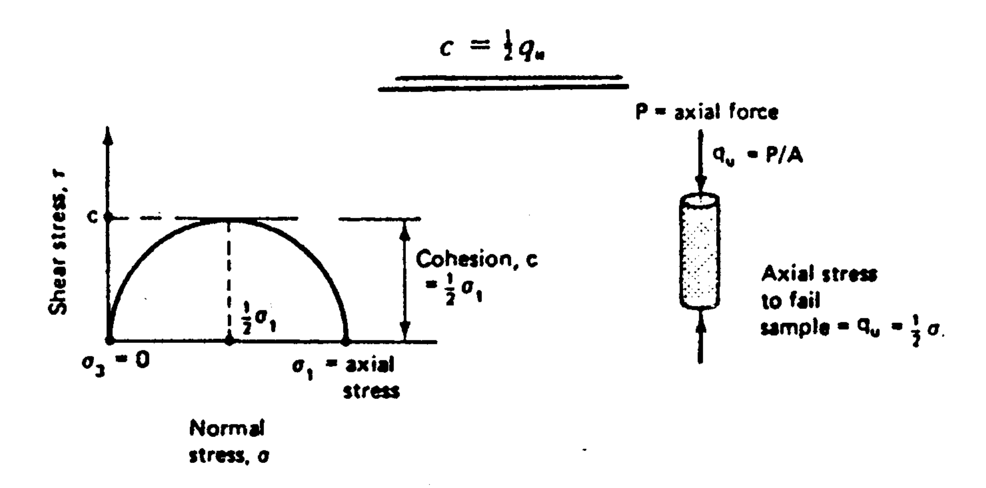
شكل (٥–٤٠) دوائر مور وخط الانهيار للعينات المختبرة فى المثال السابق

- ٩- تجربة الضغط الحر أو الغير محاط أو الغير محصور:

Un Confined Compressive Strength:

- يجـرى هـذا الاختبار على التربة الطبيعية الطينية المشبعة والغير متشقق حيث $\phi_u = 0$.
- يعتـبر هذا الاختبار حالة خاصة من اختبار الضغط الثلاثى المحورى حيث يكون ضغط الخلية مساوياً صفر أى الضغط الجانبى ($\sigma_3 = 0$).
- يـتم ذلـك بتجهيز عينة أسطوانية واحدة من التربة، عادة بقطر ٣٨ مم وارتفاع ٧٦ مـم مع وضع هذه العينة فى ماكينة ضغط ثم ضغطها محورياً حتى لا يحدث لهـا انهيار ويطلق على قيمة الضغط عند لحظة الانهيار بالضغط الغير محاط أو الضغط الحر أو الضغط الغير محصور.
- وبدلالة ومعلومية قيمة هذا الضغط يتم رسم دائرة مور لهذه الحالة كما فى الشكل (٥-٤١) ومنها يمكن إيجاد قيمة مقاومة التماسك لهذه التربة (C) والذى يساوى فى هذه الحالة نصف قيمة الضغط الحر عند الانهيار.

$$c = \tfrac{1}{2} q_u$$



شكل (٥-٤١) كيفية تعيين مقاومة التماسك للتربة الطينية (C) من اختبار الضغط الحر

- هـذا ويوصـف مـدى تماسك التربة الطينية وبالتالى تصنيفها حسب قوة وقيمة الضغط الحر أو الغير محاط طبقاً للجدول التالى (٥- ٥):

جدول (٥- ٥)

وصف التربة ونوعها	قوة وقيمة الضغط الحر أو الغير محاط (كجم/سم٢)	طريقة التمييز
طينة شديدة لليونة (لينة جداً)	أقل من ٠,٢٥	يسهل غز سيخ من الحديد فى الطينة وتتسرب من بين أصابع اليد إذا عصرت باليد
طينة لينة	من ٠,٢٥ - ٠,٥	تشكل بأصابع اليد
طينة متوسطة التماسك	٠,٥ - ١,٠٠	يصعب تشكلها بالضغط بين الأصابع
طينة متماسكة	١,٠٠ - ٢,٠٠	يستحيل تشكيلها بالضغط بين الأصابع
طينة شديدة التماسك	٢,٠٠ - ٤,٠٠	
طينة صلدة أو جامدة	أكبر من ٤,٠٠	

ملحوظة هامة:

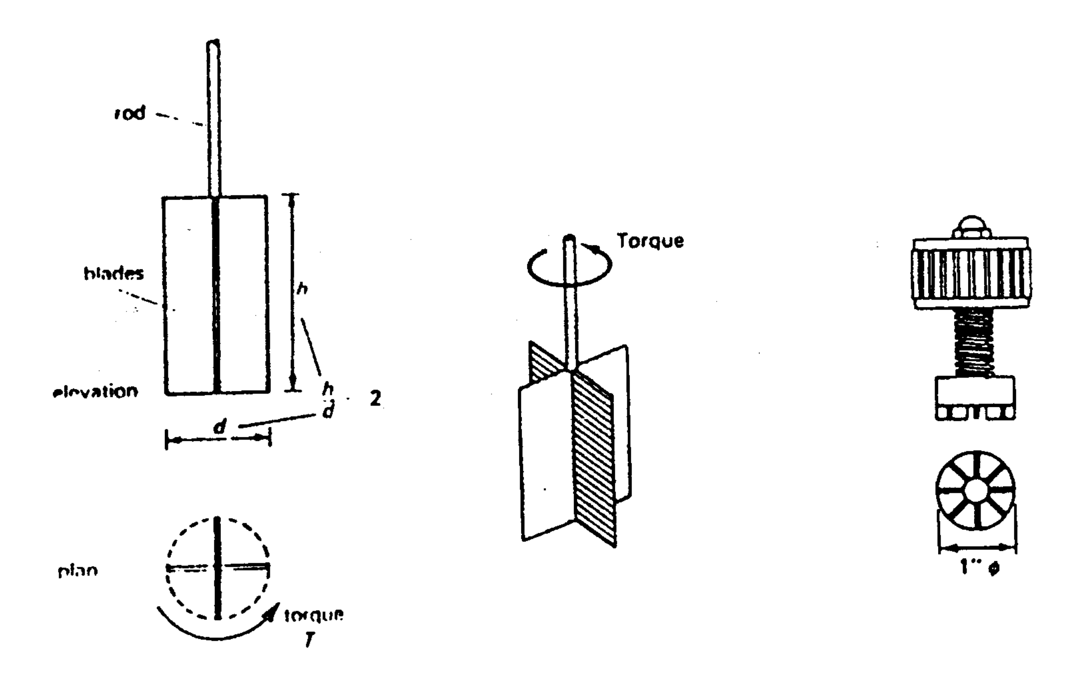
- من العوامل المؤثرة على سلوك الطين تاريخ الإجهاد المعرض له سابقاً هذا الطين، فعند عمق معين يكون عنصر التربة معرضاً لإجهاد نتيجة لوزن عمود التربة فوق هذا العنصر بالإضافة إلى الإجهاد الناشئ عن أى عمل هندسى على سطح الأرض (كالأساسات مثلاً) فوق هذا العنصر. وتحت تأثير هذا الإجهاد الفعال فإن الطين سوف يتصلب أثناء فترة زمنية وفى هذه الحالة يكون الطين حالياً فى حالة تصلب (Consolidated condition).
- هذا ويطلق أحياناً على الطين بأنه طين عادى التصلب (normally consolidated clay) أو فوق المتصلب أو سابق التصلب (over consolidated clay) حيث يعرف النوع الأول بأنه الطين الذى لم يسبق له أن تعرض فى تاريخه لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً، أما النوع الثانى فيعرف بأنه الطين الذى سبق له فى فترة زمنية ماضية أن تعرض لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً.

ب) التجارب الحقلية:

من هذه الاختبارات ما يلى :

أ) اختبار مروحة القص (Vane - Shear Test):

- يستخدم هذا الاختبار فى تعيين مقاومة القص (التماسك) للتربة الطينية المشبعة المتوسطة التماسك واللينة وكذلك التربة الطميية الناعمة والتى لها حساسية عالية تؤثر على قلقلة العينات عند أخذها واختبارها فى المعمل على نتائج الاختبارات المعملية، ولذلك فإن اختبار مروحة القص يجرى على التربة فى موقعها وفى مكانها.
- يبين الشكل (٥-٤٢) تفاصيل جهاز المروحة حيث أنه عبارة عن مروحة تتكون من أربع ريش مستطيلة الشكل من المعدن.
- يتم الاختبار بغرس المروحة فى التربة وتلف بإحداث عزم بها على السطح الفاصل بين الأسطوانة الناشئة من المروحة والتربة المحيطة ويمكن قراءة قيمة تماسك التربة (C_u) مباشرة من مؤشر الجهاز.

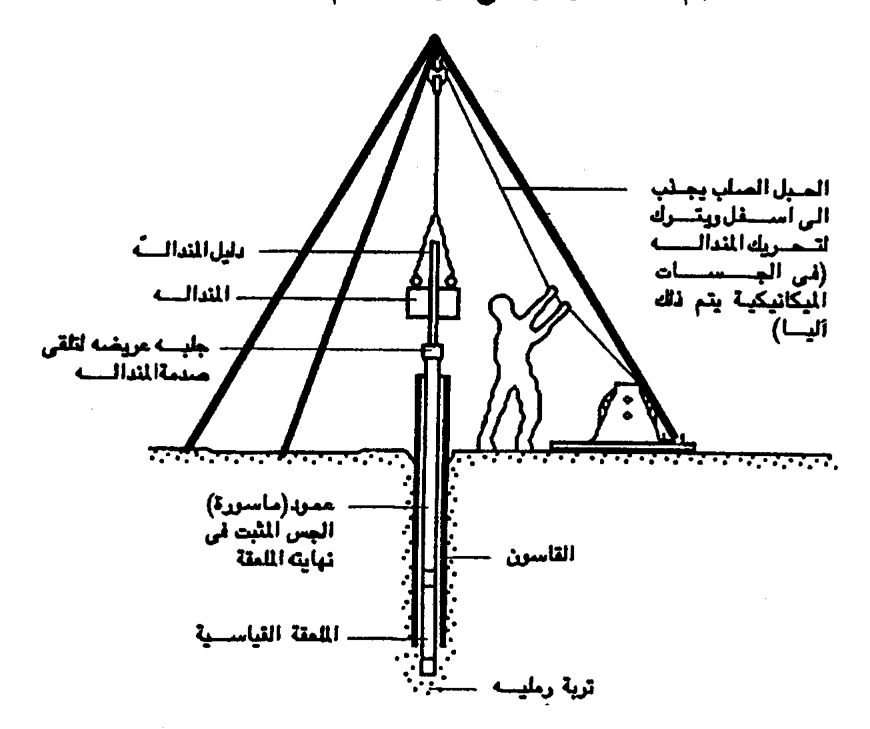


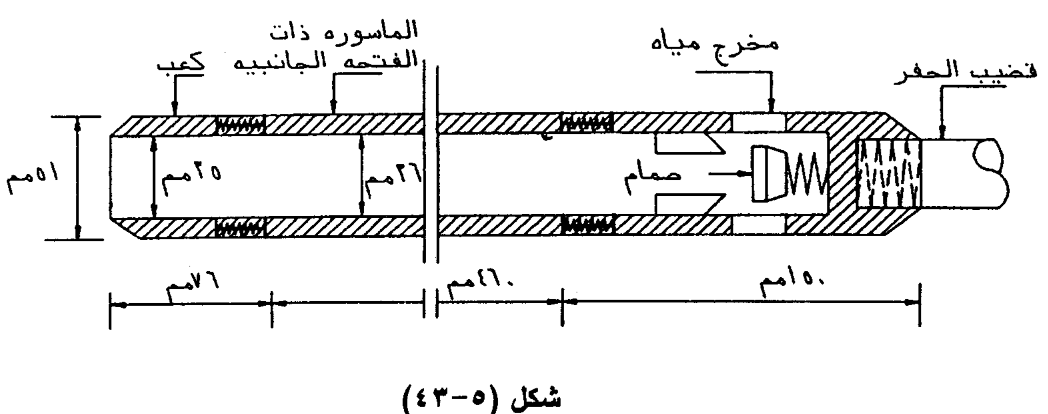
شكل (٥-٤٢) اختبار مروحة القص لتعيين مقاومة التماسك للتربة الطينية (C_u)

ب) اختبار الاختراق (Penetration Test):

- اختبار الاختراق القياسي (Standard Penetration Test) (S.P.T):

- يعتبر هذا النوع من الاختبارات من أشهر أنواع الجسات بالدق حيث فى هذا الاختبار يتم دق ملعقة قياسية (Standard sampler) شكل (٥-٤٣) فى قاع الجسة أثناء تنفيذها فى الموقع بواسطة مندالة قياسية وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم.





شكل (٥-٤٣)

- يـتم رصد عدد الدقات (N) اللازم لاختراق الملعقة للتربة مسافة ٣٠ سم، جـرى العرف والخبرة بدق الملعقة لاختراق ١٥ سم أولاً ولا يسجل عدد الدقـات لهذه المسافة وذلك لأن هذا الاختراق فى التربة المقلقلة فى نهاية الجسة، ثم استمرار الدق لمسافة ٣٠ سم التالية ويسجل لها عدد الدقات. وعـادة يعـبر عدد الدقات عن مقاومة التربة. هذا وإذا زادت عدد الدقات عن ١٥ يجرى له تصحيح كما يلى :

عدد الدقات المصححة = $N_{corr} = \frac{1}{2}(N+15)$

- بعد انتهاء الدق ترفع الملعقة المنشطرة على سطح الأرض ويفك الجزئين العلـوى والسـفلى منها وتفتح الملعقة وتستخرج العينة الموجودة داخلها وتحفظ للفحص والاختبارات المعملية.
- بمعلومية عدد الدقات (N) يمكن تصنيف التربة مع تقدير :

الكـثافة النسـبية وزاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ_u) – بالنسبة للرمل جدول (٥–٦)

قـوام التربة وقيمة الضغط الحر (q_{un}) ومقاومة التماسك (C_u) – بالنسبة للطين والطمى جدول (٥–٧).

جدول (٥–٦) تصنيف التربة الرملية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

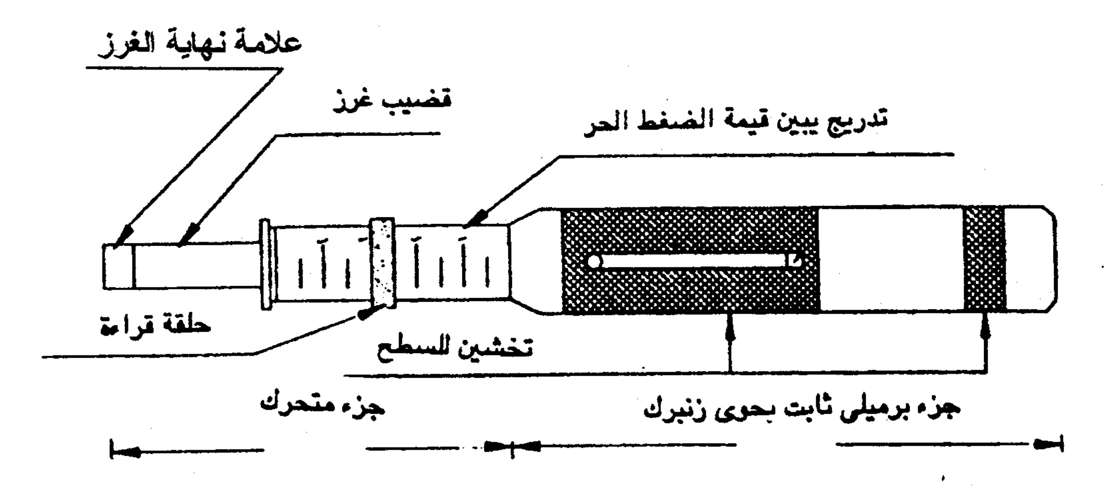
عدد الدقات (N)	وصف التربة	زاوية الاحتكاك الداخلى ($\phi_u°$)
أقل من ٤	مفككة أو سائبة جداً	أقل من ٢٩
٤ – ١٠	مفككة أو سائبة	٢٩ – ٣٠
١٠ – ٣٠	متوسطة الكثافة	٣٠ – ٣٦
٣٠ – ٥٠	كثيفة	٣٦ – ٤١
أكبر من ٥٠	كثيفة جداً	أكبر من ٤١

جدول (٥-٧) تصنيف التربة الطينية الطميية حسب نتائج اختبار (S.P.T)

عدد الدقات (N)	وصف التربة	قيمة الضغط الحر (q_u) (كجم/سم٢)	قوة التماسك (C_u) كجم/سم٢
أقل من ٢	لين جداً	أقل من ٠,٢٥	قوة التماسك تساوى نصف قيمة الضغط الحر (q_u)
٢ - ٤	لين	٠,٢٥ - ٠,٥	
٤ - ١٠	متوسط التماسك	٠,٥٠ - ١,٠٠	
١٠ - ١٥	متماسك	١ - ٢	
١٥ - ٣٠	شديد التماسك	٢ - ٤	
أكبر من ٣٠	جامد أو صلد	أكبر من ٤	

جـ) اختبار الاختراق الحبيبى (*Pocket Pentrometer Test*):

- يستخدم فى هذا الاختبار جهاز الغرز الحبيبى فى المعمل أو فى الحقل وذلك التربة الطينية والطميية وذلك على العينات المستخرجة من الجسات قبل تشميعها كما يمكن استخدامه على جوانب أو قاع الحفر مباشرة دون الحاجة إلى استخراج عينات - يبين الشكل (٥-٤٤) مكونا جهاز الغرز الحبيبى.



شكل (٥-٤٤) جهاز الغرز الحبيبى

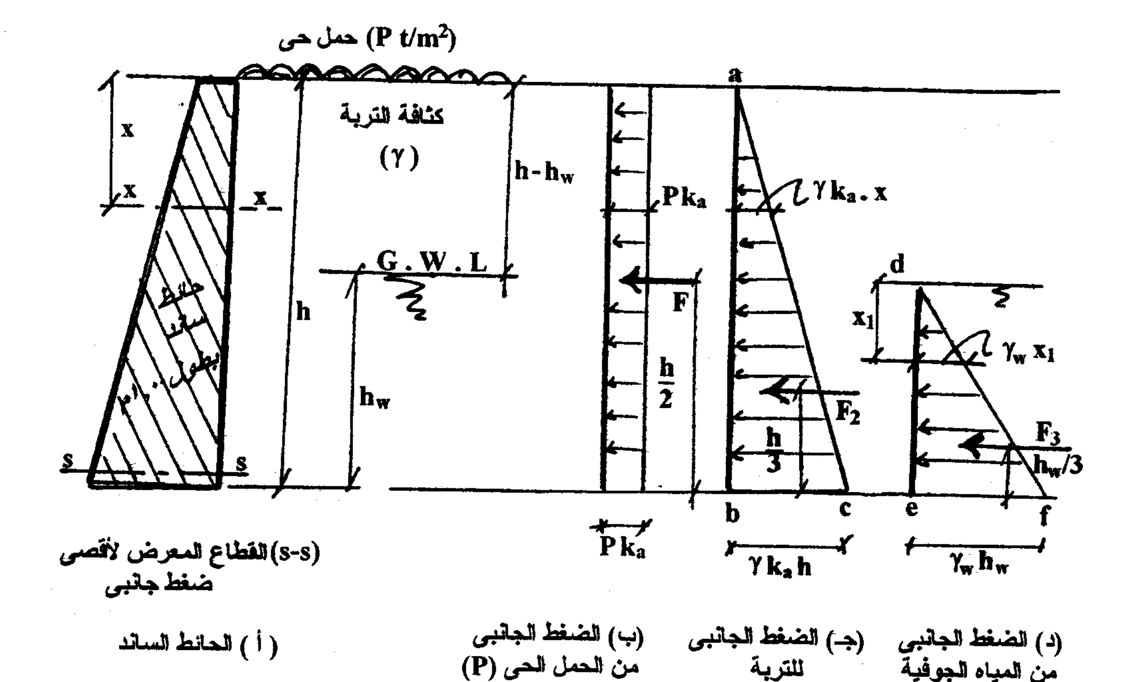
- الغـرض مـن هـذا الاختبار هو تعيين قيمة الضغط الحر للتربة الطينية المتماسـكة والجهـاز يسجل قيمة الضغط الحر للتربة والتى تبينها حلقة القراءة بعد غرز قضيب الغز إلى نهاية مستوى علامة الغرز ورفع الجهاز وبذلـك يـتم قراءة قيمة الضغط الحر للتربة مباشرة على تدريج مقياس القراءة بالجهاز.
- وبدلالـة قـيمة الضغط الحر (كجم/سم٢) يمكن إيجاد وحساب قيمة معامل التماسك (C_u) للتربة الطينية المتماسكة (يؤخذ متوسط ثلاثة قراءات).
- هـذا وتجـدر الإشارة إلى أنه يراعى عند استخدام نتائج هذا الاختبار فى عملـيات التصميم يجب زيادة معامل الأمان عما هو معتاد ومعروف حيث أن نتائج هذا الجهاز تقريبية وخاصة إذا كان الطين متشقق.

٥-١١ الضغط الجانبى للتربة:

٥-١١-١ مقدمة:

★ عـند تصـميم الحوائـط السـاندة والسندات المؤقتة والستائر المعدنية وكافة المنشـآت مـثل الأنفـاق أو المواسير تحت الأرض فإن مثل هذه المنشآت تتعرض إلى ضـغط جانـبى خلـف هذه المنشآت يسمى بضغط التربة النشط أو الفعال (active soil pressure) إذ أن المنشـأ فى هذه الحالة يكون له الاستعداد للإزاحة الأفقية تاركاً التربة حيث أن التربة فى هذه الحالة تنشط لتضغط على الحائط نظراً لعدم قدرتها على الاتزان على مستوى رأسى.

★ وللوقوف على اتزان الحوائط الساندة فإنه من الضرورى حساب قيمة الضغط الجانـبى النشـط للردم خلف هذه الحوائط وذلك كما هو مبين بالشكل حيث قيمة الضغط الجانـبى النشـط يتناسب مع كثافة التربة، المنسوب المطلوب عنده حساب قيمة الضغط مـن منسـوب سطح الأرض الطبيعية وعلى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة وعلى قيمة الحمـل الحى المؤثر على سطح التربة خلف الحائط وكذلك على منسوب المياه الجوفية على التربة خلف الحائط.



شكل (٥-٤٥) توزيع الضغوط الجانبية النشطة للتربة خلف حائط ساند

بالإشـــارة إلى الشكل (٥-٤٥) فإن قيمة الضغط النشط الواقع على الحائط الساند ذو ارتفاع (h) تتوقف على عدة عوامل :

- موضـــع القطـــاع المطلوب حساب الضغط عنده مقاساً من سطح التربة - البعد (x).
- كثافة التربة (γ).
- معامل الضغط الجانبى النشط للتربة (k_a) وهو يتوقف على زاوية الاحتكاك الداخلى لها (ϕ).
- ارتفاع منسوب المياه الجوفية (h_w).

معامل الضغط الجانبى النشط للتربة يعادل :

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \qquad \text{............} \qquad (5\text{-}26)$$

وبـــناء على ما جاء بعاليه فإنه لقطاع على بعد (x) مقاساً من سطح الأرض فإن الضغوط الجانبية على الحائط هى :

- حالة $0 \leq x \leq (h - h_w)$:

الضغط الجانبى = مجموع الضغوط الجانبية [نتيجة للحمل الحى $(P\ k_a)$ ثابت لا يتوقف على البعد (x) + نتيجة لضغط التربة $(\gamma\ k_a\ x)$]

i.e. $P_{hx} = P\ k_a + \gamma\ k_a\ x$ .... (5-27)

- حالة $(h - h_w) \leq x \leq h$:

الضغط الجانبى = مجموع الضغوط الجانبية [نتيجة للحمل الحى $(P\ k_a)$ + نتيجة لضغط التربة $(\gamma\ k_a\ x)$ + نتيجة لضغط المياه الجوفية $(\gamma_w\ x_1)$ أو $[\gamma_w\ (h_w - h - x)$

هذا وأن أقصى ضغط جانبى نشط على الحائط الساند يكون عند قاع الحائط على بعد $(x = h)$ وهو يساوى مجموع الضغوط الثلاثة نتيجة الحمل الحى وضغط التربة الفعال وضغط المياه الجوفية.

i.e. $P_{hh} = P_{max} = P\ k_a + \gamma\ k_a\ .\ h + \gamma_w\ h_w$ (kg/m^2) .... (5-28) *

هذا وتجدر الإشارة إلى أن قوى الضغط الجانبى نتيجة لهذه الضغوط لوحدة المساحات يتم حسابها وذلك عن طريق مساحات توزيع الضغوط على كامل الارتفاع أى:

- قوة الضغط (F_1) نتيجة للحمل الحى (P) تعادل مساحة المستطيل أى :

$F_1 = P\ k_a\ .\ h$ * kg/m\`

وتؤثر فى منتصف الارتفاع أى على بعد $\left(\frac{h}{2}\right)$ من أعلى أو أسفل الحائط.

- قوة الضغط (F_2) نتيجة لضغط التربة على الحائط تعادل مساحة المثلث $(a\ b\ c)$ أى :

$F_2 = 0.5\ \gamma\ k_a\ h^2$ * kg/m\`

وتؤثر عند مركز ثقل المثلث أى عند $\left(\frac{h}{3}\right)$ مقاسة من نقطة (b)

- قوة الضغط (F_3) نتيجة للمياه الجوفية تعادل مساحة المثلث $(d\ e\ f)$ أى :

$F_3 = 0.5\ \gamma_w\ h_w^2$ * kg/m\`

وتؤثر عند مركز ثقل المثلث أى عند $\left(\frac{h_w}{3}\right)$ مقاسة من نقطة (e)

ملحوظات هامة:

١- إذا كان للتربة مقاومة تماسك قدرها (C) زيادة على مقاومة الاحتكاك فإن مقاومة التماسك للتربة هذه تعمل على تقليل الضغوط الجانبية النشطة المؤثرة على هذه

الحـــائط وذلك بمقدار يعادل $\left[2C\sqrt{k_a}\right]$ وعليه فإن قيمة الضغط الجانبى المؤثر عند قاع الحائط على بعد $(x = h)$ يعادل :

$$P_{hh} = P\,k_a + \gamma\,k_a\,h - 2\,C\,\sqrt{k_a} \quad kg/m^2 \qquad \text{.........} \qquad (5\text{-}29) \quad *$$

وذلك فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(h_w = 0)$.

ويعادل :

$$P_{hh} = P\,k_a + \gamma\,k_a\,h - \gamma_w\,h_w - 2\,C\,\sqrt{k_a} \quad * \quad kg/m^2 \qquad \text{.......} \qquad (5\text{-}30) \quad *$$

وذلك فى حالة وجود مياه جوفية على بعد (h_w) من القاع.

٢- مـــن المعـــادلات السابقة يتضح أن تماسك التربة ينقص من قيمة الضغط الجانبى وإذا كانـــت قـــيمة هـــذا التماسك عالية فإن الحائط الساند لا يعانى من أى ضغط جانـــبى، وعليه فإنه بوضع $[P_{hh} = 0]$ فإننا نحصل على قيمة لـــ (h) الذى عنده يمكـــن حفـــر التربة المتماسكة بدون سند جانبى ويظل جدار الحفر رأسياً ومتزناً ولنفرض أن قيمة (h) عند هذه الحالة تساوى (Z_o) أى أن :

$$o = P\,k_a + \gamma\,k_a\,Z_o - 2\,C\,\sqrt{k_a}$$

$$\therefore \quad Z_o = \frac{2\,C}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{P}{\gamma} \quad (m) \qquad \text{...........} \qquad (5\text{-}31) \quad *$$

فى حالة عدم وجود مياه جوفية $(h_w = 0)$.

$$\text{or} \quad o = P\,k_a + \gamma\,k_a\,Z_o - 2\,C\,\sqrt{k_a} - \gamma_w\,h_w$$

$$\therefore \quad Z_o = \frac{2\,C}{\gamma\sqrt{k_a}} + \frac{\gamma_w}{\gamma}\cdot\frac{h_w}{k_a} - \frac{P}{\gamma} \quad (m) \qquad \text{...........} \qquad (5\text{-}32) \quad *$$

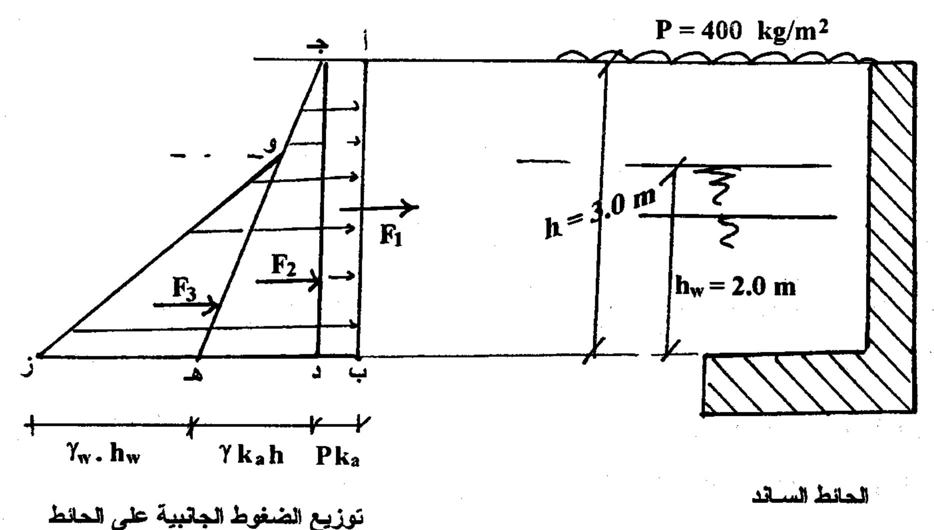
فى حالة وجود مياه جوفية على بعد (h_w) من القاع.

٥-١١-٢ أمثلة على الضغط الجانبى للتربة:

مثال (١):

لحـــائط ساند ارتفاعه ٣,٠٠ متر كما هو مبين بالشكل (٥-٤٦) المطلوب حساب توزيـــع الضـــغط الجانبى النشط للردم خلف الحائط مع حساب محصلة القوة الكلية لهذا الضغط على الحائط الساند وذلك فى حالة وجود مياه جوفية $(h_w = 2.0\ m)$ وعدم وجود

مــياه جوفــية وأن التربة خلف الحائط معرضة إلى حمل حى (P) قدره ٤٠٠ كجم/سم٢ وأن تربة الردم ذات كثافة تعادل ($\gamma = 1.8\ t/m^3$) وزاوية احتكاك تعادل ٣٣ْ.



شكل (٥-٤٦) كيفية توزيع ضغوط التربة على الحائط الساند فى المثال السابق

الحل:

- الضغوط الناشئة عند القطاع الحرج للحائط وهو عند (h = 3.0 m) وهى مجموع المســتطيل (أ ب جـــ د) من ضغط الحمل الحى + المثلث (جـ د هـ) من وزن التراب + المثلث (و هـ ز) من ضغط الماء الجوفى إن وجد.
- يتم حساب معامل الضغط الجانبى النشط للتربة (k_a).

$$\therefore \quad k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 33}{1 + \sin 33} = 0.295$$

حيث (ϕ) هى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة.

- يتم حساب ضغط الحمل الحى = ($P\ k_a$) = ٠,٢٩٥ × ٠,٤٠٠ = ٠,١٢ طن/م٢
- يتم حساب ضغط الناتج من وزن التراب عند أسفل الحائط = $\gamma\ k_a\ h$

$1.8 \times 0.295 \times 4.0 =$

= ٢,١٢ طن/م٢

- يتم حساب ضغط المياه الجوفية على الحائط = $\gamma_w h_w$ = 1.0×2.5
  = ٢,٠٠ طن/م٢
- يـتم حساب محصلة القوى الأفقية المؤثرة على الحائط نتيجة للقوى (F_1)، (F_2)، (F_3) وهى تساوى مساحة المستطيل (أ ب جـ د) + مساحة المثلث (جـ د هـ) + مساحة المثلث (و هـ ز) وذلك لمتر طولى من الحائط الساند.
- محصلة قوة الضغط على الحائط فى حالة عدم وجود مياه جوفية = $(F_1 + F_2)$

$$\therefore \quad (F_1 + F_2) = 0.12 \times 4 + 0.5 \times 2.12 \times 4 = 0.48 + 4.24 = 4.72 \ \ t/m`$$

، محصلة قوة الضغط على الحائط فى حالة عدم وجود مياه جوفية = $(F_1+F_2 + F_3)$

$$\therefore \quad (F_1+F_2 + F_3) = 0.12 \times 4 + 0.5 \times 2.12 \times 4 + 0.5 \times 2 \times 2 = 6.72 \ \ t/m`$$

مثال (٢):

المطلــوب حســاب عمــق الحفر الذى لا يحتاج إلى سند فى تربة متماسكة ذات مقاومــة تماســك تعادل ٢,٥ طن/م٢ وزاوية احتكاك داخلى حوالى ٢٨° وكثافتها ١,٨ طن/م٣ مع احتمال وجود حمل حى يعادل ٣٠٠ كجم/م٢.

الحل:

حيــث أنه لا توجد مياه جوفية فإن عمق الحفر الذى لا يحتاج إلى سند فى التربة المذكورة هو العمق المناظر للضغط الجانبى النشط يساوى صفراً أى البعد (Z_o).

$$\therefore \quad o = P\, k_a + \gamma\, k_a\, Z_o - 2\, C \sqrt{k_a}$$

ومنها

$$Z_o = \frac{2\, C}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{P}{\gamma}$$

حيث (C) : مقاومة التماسك = ٢,٥ طن/م٢

، (γ) : كثافة التربة = ١,٨ طن/م٣

، (k_a) : معامل الضغط الجانبى للتربة = $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 28}{1 + \sin 28} = 0.361$

، (P) : قيمة الحمل الحى = ٠,٣٠ طن/م٢

$$\therefore \quad Z_0 = \frac{2 \times 2.5}{1.8\sqrt{0.361}} - \frac{0.3}{1.8} = 5.56 - 0.16 = \underline{5.4}\ \text{m}$$

أى أن عمق الحفر الذى لا يحتاج إلى سندات لا يتعدى ٥,٤٠ متر

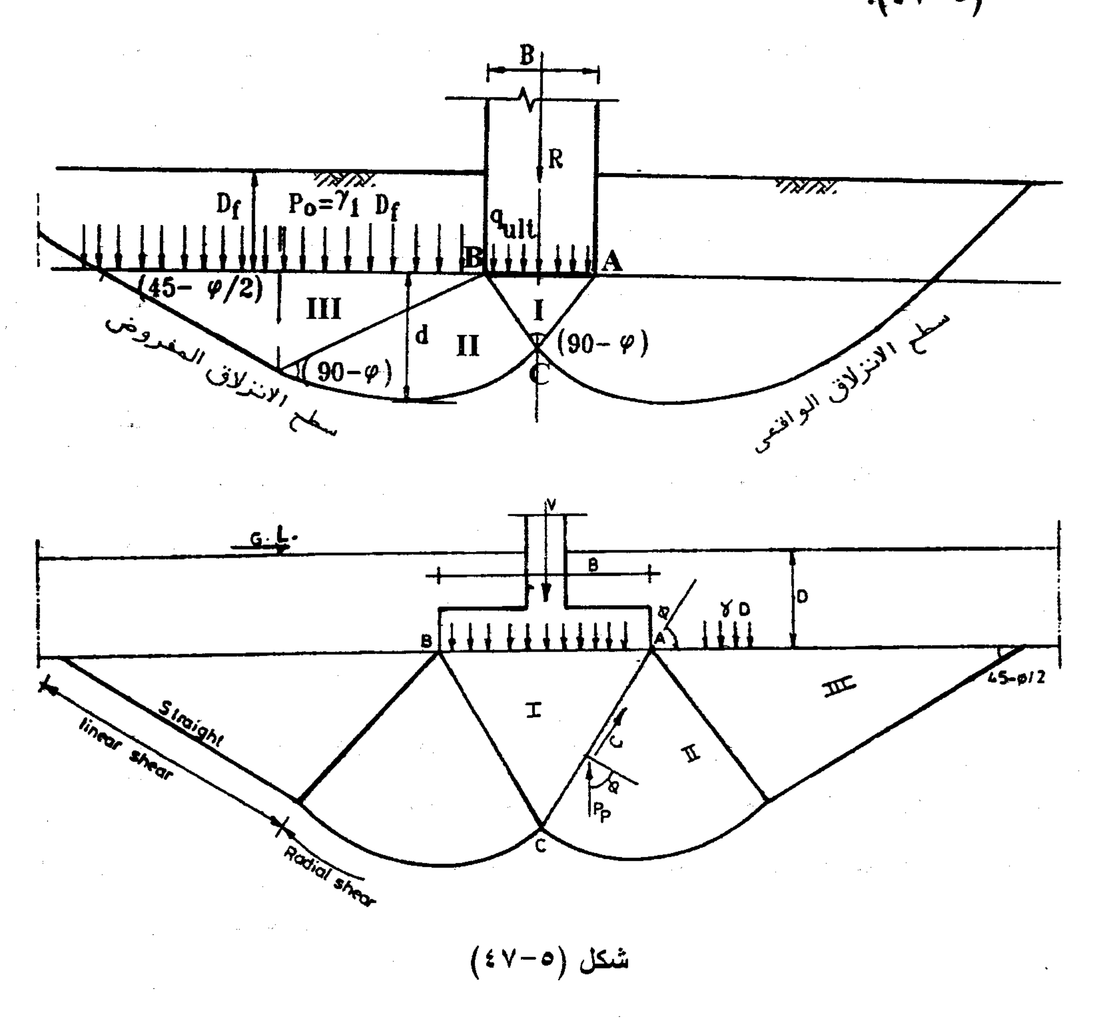
ملحوظة:

إن الحفر بدون سند بصفة عامة لا يستمر متزناً إلى الأبد لأن جدار الحفر سوف يتعرض إلى عوامل التعرية والجفاف وبالتالى تفقد التربة تماسكها وتبدأ فى الانهيار مع مرور الوقت الأمر الذى يستلزم ضرورة استخدام سندات مؤقتة خفيفة فى حالة الحفر فى التربة المتماسكة حسب مدة التنفيذ لمنع تهايل التربة مع مرور الزمن.

٥-١٣ قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات السطحية:

- تحسب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية باستخدام المعادلات الخاصة بذلك والمتوفرة فى مراجع ميكانيكا التربة وكذلك فى الكودات والمواصفات الخاصة بتصميم الأساسات.
- وقد تعطى قدرة تحمل التربة فى صورة منحنيات وذلك لعمق تأسيس معين بدلالة عرض الأساس (B) للتربة الرملية بينما لا تعتمد قدرة تحمل التربة الطينية على أبعاد الأساس.
- هذا وقد تعطى قيم تقديرية لقدرة تحمل التربة فى جداول خاصة بذلك بهدف تصميم ابتدائى للقواعد ومن ثم إعادة حساب قدرة تحمل التربة باستخدام أبعاد القاعدة المقترحة.
- هذا ويجب أن يكون واضحاً الفرق بين قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به والخالص أو الصافى المسموح به (gross and net Bearing capacity)، حيث قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (gross) هو أقصى إجهاد تتحمله التربة بأمان فوق منسوب التأسيس نتيجة لكل الأحمال (الحمل المنقول للأساس + وزن عمود التراب + وزن القاعدة الخرسانية نفسها) بينما قدرة تحمل التربة الصافى أو الخالص المسموح به (net) هو أقصى إجهاد تتحمله التربة بأمان فوق منسوب التأسيس نتيجة (للحمل المنقول للأساس فقط + وزن الأساس نفسه فقط).

- هـذا وتجـدر الإشارة إلى أن معادلات تحمل التربة قد بنيت على أساس الضغط الكلى (gross pressure) بينما يحسب الهبوط الخاص بالمنشأ والأساسات بدلالة الضغط الخالص (net pressure).
- يمكـن تقديـر قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية والمعرضة إلى حمل رأسى مركـزى وذلك بالنظر إلى الشكل (٥-٤٧) حيث قاعدة سطحية منفصلة عرضها (B) ومنسـوب تأسيسـها (D_f) معرضـة إلى حمل رأسى مركزى قدره (R) فإن الإجهـادات القصوى المؤثرة على التربة أسفل الأساس وهى تساوى قدرة تحمل التربة تعادل (q_{ult}) وكذلك سطح الانزلاق المفروض والفعلى كما هو مبين بالشكل (٥-٤٧).



شكل (٥-٤٧)

- إن تقدير قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية بنيت على أساس أن التربة تحت الأســـاس تنقســـم إلى ثلاثة مناطق (Three wedges zones) المنطقة (I)، (II)، (III) عـــند لحظـــة الانهيار، حيث المنطقة الأولى (I) وهو الجزء المثلثى أسفل القاعدة مباشرة (A B C) والذى اعتبر سلوكه على أساس أنه جزء من الأساس وأنـــه فـــى حالـــة اتزان مرن. وعندما تحدث حركة رأسية إلى أسفل للقاعدة مع الجزء المتلاحم والمتأثر بها وهو المثلث (A B C) مجتمعين فإن ذلك سوف يعمل علـــى إزاحـــة جانبية للتربة المجاورة وتجعلها تتحول إلى حالة لدنة من الاتزان والأخـــيرة تؤدى بدورها إلى حدوث انهيارات قص على جانبى المنطقة (I) على طـــول الخطيـــن (AC) ، (BC) مكونة المنطقة (II) يلى ذلك حدوث وتوليد قص مصاحب (passive shear) على مستوى يميل بزاوية $\left(45-\frac{\phi}{2}\right)$ مع الأفقى مكوناً المنطقة الثالثة (III).
- وبدراســـة حالات الاتزان الإستاتيكى للقوى الخارجية (P_v) وقوة التماسك للتربة (C) علـــى المستويات المائلة للمنطقة رقم (I) وبتبسيط هذه الحالات يمكن إيجاد معادلة خاصة بتقدير قيمة (q_{ult}) للتربة لحالة التحميل المفروضة.
- فـــى حالة تأثير حمل رأسى مركزى فإن قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) يمكن تقديـــرها مـــن المعادلـــة التالية طبقاً للكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات والـــتى تعـــتمد على نوع التربة بدلالة (C)، عمق التأسيس (D_f) وشكل الأساس (B) كما يلى :

$$q_{ult} = C\,N_C \cdot \lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \gamma_2 \frac{B}{2} N_\gamma \lambda_\gamma \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}33) \quad *$$

حيث :

(C) مقاومة التماسك للتربة كجم/سم٢

(N_c)، (N_q)، (N_γ) : هـــى ثوابـــت تســـمى معاملات قدرة التحمل (bearing capacity factors) وتعـــتمد علـــى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة ويبين الجدول (٥–٨) قيم هذه الثوابت للأساسات الضحلة

(λ_c)، (λ_q)، (λ_γ) : هى ثوابت تسمى عوامل الشكل (shape factors) وهى تعتمد على شكل الأساس فى المسقط الأفقى ويبين الجدول (٥-٩) قيم هذه الثوابت للأساسات الضحلة

(γ_1) : وزن وحدة الحجوم للتربة فوق منسوب التأسيس (طن/م٣)

(γ_2) : وزن وحدة الحجوم للتربة أسفل منسوب التأسيس (طن/م٣)

(D_f) : عمق التأسيس بالمتر - شكل (٥-٤٧)

(B) : عرض الأساس (البعد الأصغر للمسقط الأفقى) بالمتر

ملحوظة هامة:

١- يمكن تطبيق المعادلة السابقة فقط فى حالة توافر الشروط التالية:

i - أن تكون التربة متجانسة إلى عمق لا يقل العمق (d) فى الشكل (٥-٤٧) أو ثلاثة أمثال عرض الأساس.

ii - أن يكون منسوب المياه الجوفية أوطى من العمق (d) أسفل منسوب التأسيس وفى حالة ارتفاع منسوب المياه الجوفية عن هذا المنسوب يجب تعديل ذلك كما سوف يرد فيما بعد.

iii- أن انهيار التربة يكون من نوع انهيار القص العام (general shear failure) كما سوف يرد فيما بعد.

جدول (٥-٨) قيم المعاملات (N_c)، (N_q)، (N_γ) للأساسات الضحلة

N_γ	N_q	N_c	ϕ°	N_γ	N_q	N_c	ϕ°
٧,٠٠	١٤,٠٠	٢٥,٠٠	٢٧,٥	٠٠	١,٠٠	٥,٠٠	صفر
١٠,٠٠	١٨,٠٠	٣٠,٠٠	٣٠	–	١,٥	٦,٥	٥
١٥,٠٠	٢٥,٠٠	٣٧,٠٠	٣٢,٥	٠,٥	٢,٥	٨,٥	١٠
٢٣,٠٠	٣٣,٠٠	٤٦,٠٠	٣٥,٠٠	١,٠٠	٤,٠٠	١١,٠٠	١٥
٣٤,٠٠	٤٦,٠٠	٥٨,٠٠	٣٧,٥	٢,٠٠	٦,٥	١٥,٠٠	٢٠
٥٣,٠٠	٦٤,٠٠	٧٥,٠٠	٤٠,٠٠	٣,٠٠	٨,٠٠	١٧,٥	٢٢,٥
٨٣,٠٠	٩٢,٠٠	٩٩,٠٠	٤٢,٥	٤,٥٠	١٠,٥	٢٠,٥	٢٥

جدول (٥-٩) قيم المعاملات (λ_c) ، (λ_q) ، (λ_γ) للأساسات الضحلة

شكل الأساس	λ_c & λ_q	λ_γ
شريطى مستمر	1.0	1.0
مستطيل	1 + 0.3 B / L	1 - 0.3 B / L
مربع أو دائرى	1.3	0.7

• وبالتعويض عن قيم المعاملات السابقة فإنه يمكن تقدير قيمة قدرة تحمل التربة القصوى لبعض الأنواع المعروفة للأساسات الضحلة المعرضة لحمل مركزى كالآتى :

أ) بالنسبة للأساسات الشريطية أو المستمرة (Continuous [L ≥ 5 B] Footing):

$$q_{ult} = C\,N_c + q\,N_q + \frac{1}{2}\,\gamma_2\,B\,N_\gamma \qquad \text{.......... (5-34)} \quad *$$

حيث ($q = \gamma_1 D_f$) يساوى وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس.

ب) بالنسبة للأساسات المربعة:

$$q_{ult} = 1.3\,C\,N_c + q\,N_q + 0.40\,\gamma_2\,B\,N_\gamma \qquad \text{.......... (5-35)} \quad *$$

جـ) بالنسبة للأساسات الدائرية:

$$q_{ult} = 1.3\,C\,N_c + q\,.\,N_q + 0.3\,\gamma_2\,D\,.\,N_\gamma \qquad \text{.......... (5-36)} \quad *$$

حيث (D) هو قطر الأساس فى هذه الحالة

د) بالنسبة للأساسات المستطيلة:

$$q_{ult} = C\,N_c\,[1 + 0.3\,B/L] + q\,.\,N_q + 0.4\,\gamma_2\,B\,.\,N_\gamma \qquad \text{....... (5-37)} \quad *$$

• وعن طريق هذه المعادلات يمكن تقدير قيمة قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) وذلك حسب نوع التربة وذلك عند منسوب تأسيس معين وذلك كالآتى :

• للحالات الخاصة للتربة مثل التربة المتماسكة [$\phi = 0$] للطين المشبع فإن قيم الثوابت ($N_c = 5.0$) ، ($N_q = 1.0$) ، ($N_\gamma = 0$) من الجدول (٥-١٠) وعليه

بالتعويض عن هذه القيم يمكن استنتاج معادلات خاصة بهذه النوعية من التربة، أيضاً فى حالة التربة الغير متماسكة [C = 0] فإنه يمكن استنتاج معادلات خاصة بهذه النوعية من التربة وذلك كما يلى :

فى حالة التربة المتماسكة $\phi = 0$ (Cohesive Soil) جدول (٥-١٠)

نوع الأساس	قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) طن/م٢
الأساسات الشريطية أو المستمرة	$q_{ult} = 5\,C + \gamma_1\,D_f$ *
الأساسات المربعة	$q_{ult} = 6.5\,C + \gamma_1\,D_f$ *
الأساسات الدائرية	$q_{ult} = 6.5\,C + \gamma_1\,D_f$ *
الأساسات المستطيلة	$q_{ult} = 5\,C + \gamma_1\,D_f + 1.5\,B/L$ *

فى حالة التربة الغير متماسكة C = 0 (Non-Cohesive Soil) جدول (٥-١١)

نوع الأساس	قدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) طن/م٢
الأساسات الشريطية أو المستمرة	$q_{ult} = \gamma_1\,D_f\,N_q + \frac{1}{2}\,\gamma_2\,B\,N_\gamma$
الأساسات المربعة	$q_{ult} = \gamma_1\,D_f\,N_q + 0.4\,\gamma_2\,B\,N_\gamma$
الأساسات الدائرية	$q_{ult} = \gamma_1\,D_f\,N_q + 0.3\,\gamma_2\,B\,N_\gamma$
الأساسات المستطيلة	$q_{ult} = \gamma_1\,D_f\,N_q + 0.4\,\gamma_2\,B\,N_\gamma$

ملاحظات هامة:

بفحص هذه الجداول السابقة يتبين الآتى :

١- فى حالة التربة المتماسكة تعتمد قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات على عمق التأسيس (D_f) ونوعية التربة بدلالة قوة التماسك (C) وذلك لجميع أنواع الأساسات ما عدا الأساسات المستطيلة حيث أنها بجانب ذلك تعتمد أيضاً على نسبة أبعاد القاعدة (B/L).

٢- فى حالة التربة الغير متماسكة تعتمد قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات على عمق التأسيس (D_f) وزاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ) وعلى عرض الأساس (B) وذلك لجميع أنواع الأساسات الشريطية والمربعة والدائرية والمستطيلة.

٥-١٣ أنواع انهيار القص للتربة:

5-13 Types of Shear Failure of Soil:

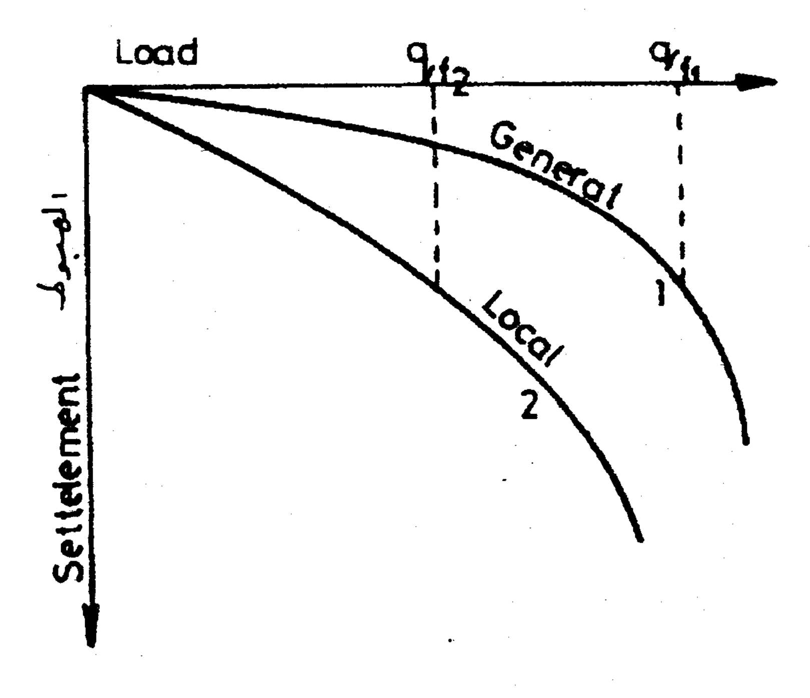
★ من الاختبارات الخاصة بتجارب القص على التربة وبدراستها أمكن تصنيف أنواع انهيار القص للتربة إلى النوعين التاليين :

١- انهيار قص عام أو كلى (General shear failure).

٢- انهيار قص موضعى أو محلى (Local shear failure).

★ يبين الشكل (٥-٤٨) انهيار القص العام والموضعى لإحدى نتائج اختبارات التحميل لأساسين وضعا على نوعين مختلفين من التربة حيث :

- *انهيار القص العام:* وفيه مع زيادة الحمل يزداد مقدار الهبوط المصاحب له ولكن سرعان ما يزداد قيمة الهبوط بدرجة كبيرة مع ملاحظة عدم وجود زيادة مصاحبة للحمل وذلك عند قيم هبوط صغيرة - المنحنى (١) فى الشكل (٥-٤٨) - ويحدث مثل هذا النوع من الانهيار فى حالة التربة الكثيفة والصلدة والمدموكة بدرجة عالية.



شكل (٥-٤٨) انهيارات القص للتربة

- *انهيار القص الموضعي:* وفيه يزداد الحمل مع زيادة مقدار الهبوط المصاحب له ولكن دون حد أقصى للحمل وأن مقدار الهبوط فى هذه الحالة أكبر من نظيره فى حالة الانهيار العام وأن هذا النوع من الانهيار غالباً ما يحدث للتربة الناعمة والمفككة والقابلة للإنضغاط.

ملحوظة هامة:

- أنه فى حالة ما إذا كان انهيار التربة من النوع انهيار قص موضعى وليس عاماً فإنه لتقدير قيمة مقاومة وقدرة تحمل التربة القصوى (q_{ult}) فى هذه الحالة يجب استخدام معاملات تخفيض لكل من ثوابت ومعاملات القص للتربة (C) ، (ϕ) وذلك بأخذ حوالى ثلثى القيم المعملية الناتجة أى فرض معاملات (C\`) ، (ϕ\`) جديدة لهذه النوعية من التربة قيمتها كالآتى :

$C` = 2/3\ C$ , $\phi` = 2/3\ \phi$

- وباستخدام القيم المعدلة لكل من (ϕ\`) ، (C\`) يمكن تقدير قيمة قدرة التحميل القصوى للتربة المناظرة لهذه القيم باستخدام المعاملات (N_c\`)، ($N_q$\`)، (N_γ\`) المعطاة فى الجدول (٥-١٢).

جدول (٥-١٢)

$N_\gamma`$	$N_q`$	$N_c`$	ϕ	$N_\gamma`$	$N_q`$	$N_c`$	ϕ
٤,٠٠	٦,٥	١٧	٢٧,٥	صفر	١,٠٠	٥,٠٠	صفر
٥,٠٠	٨,٠٠	١٩	٣٠	صفر	١,٣	٦,٠٠	٥
٧,٥٠	١٠,٠٠	٢٢	٣٢,٥	صفر	١,٨	٨,٠	١٠
١٠,٠٠	١٢,٠٠	٢٥	٣٥,٠٠	٠,٥	٢,٥	٩,٠٠	١٥
١٤,٠٠	١٦,٠٠	٢٩,٥	٣٧,٥	١,٠٠	٤,٠٠	١١,٠٠	٢٠
١٨	٢٠	٣٤	٤٠,٠٠	٢,٠٠	٤,٥	١٣,٠٠	٢٢,٥
٢٧,٥	٢٧,٥	٤٤	٤٢,٥	٣,٠٠	٥,٠٠	١٥,٠٠	٢٥

- غالباً لا يفترض انهيار التربة بالقص المحلى أو الموضعى عند تقدير قيمة مقاومة التحميل القصوى للتربة نظراً لضرورة دمك التربة بالموقع وبالتالى وصولها إلى درجة الكافية التى تجعل انهيارها المصاحب من النوع الانهيار القصى الكلى.

٥-١٤ معامل الأمان لتربة فى تصميم الأساسات وتعيين قدرة تحمل التربة الآمن:

لتقدير وتحديد قدرة تحمل التربة الآمن بدون حدوث انهيار للتربة أسفل الأساسات نتيجة للقوى القاصة فإنه يتم ذلك باختيار معامل أمان كافى وعليه فإنه للحصول على قدرة التحمل للتربة القصوى المسموح بها فى التصميم فإنها تعادل :

$$= \frac{\text{قوة تحمل التربة القصوى عند الانهيار للتربة}}{\text{معامل أمان (F.S)}}$$

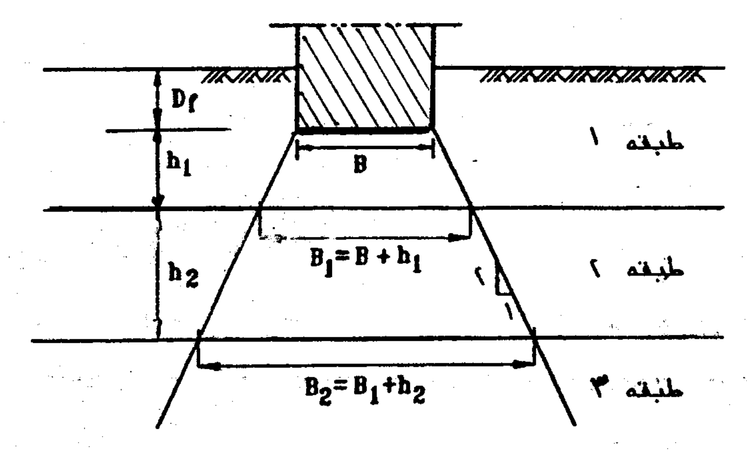
وقيمة معامل الأمان هذه تتوقف على وتأخذ فى الاعتبار العوامل التالية :

١- الاختلافات المتوقعة لمقاومة القص للتربة.
٢- عدم الدقة العالية فى المعاملات النظرية والتجريبية لتحديد قدرة تحمل التربة عند استخدام هذه المعاملات.
٣- التغيير المحتمل فى خواص التربة خلال عمليات تنفيذ الأساسات والمنشأ.
٤- التكلفة الكلية لتنفيذ الأساسات.
٥- أهمية المنشأ وعدد أدواره وطبيعة عناصره الإنشائية.

وعادة ما تتراوح قيمة معامل الأمان للتربة ما بين ٢,٠٠ ، ٤,٠٠ وغالباً ما يستخدم ٣,٠٠ فى الحالات العادية عند التأثير بالأحمال الميتة والحية فقط، ٢,٥ فى حالة أخذ أحمال الزلازل والرياح فى الاعتبار عند تصميم الأساسات، والسبب فى استخدام معامل أمان بقيمة كبيرة لا يقلل من قيمة المعاملات المستخدمة ولكنه عادة ما يستخدم كتأمين ضد أى عامل غير منظور وأيضاً لكون أى تعديل أو إصلاح فى الأساسات مستقبلاً عادة ما يكون مكلفاً وصعباً فى التنفيذ نظراً لتأثير باقى عناصر المنشأ بما يحدث فى الأساسات عكس الحالة للمنشأ الذى يكون أى فشل فى أحد عناصره أو أجزاؤه محدوداً أو إصلاحه أسهل وأقل تكلفة، كما أن زيادة معامل الأمان عادة ما يكون مصحوباً بزيادة فى تكاليف الأساسات بنسبة تكون بسيطة إذا ما قورنت بالتكاليف الكلية للمنشأ وسلامة استخدامه أثناء وخلال فترة تشغيله.

٥-١٥ قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات الضحلة على طبقات متعددة من التربة:

- هناك طرق متعددة لتقدير وحساب قدرة تحمل التربة القصوى لأساس يرتكز على طبقات متعددة من التربة ذات خواص مختلفة، من هذه الطرق الطريقة التقريبية التالية :
- بالإشـــارة إلـــى الشكل (٥-٤٩) حيث أساس يرتكز على عدة طبقات من التربة حيث فى هذه الحالة يتم التعامل مع كل طبقة على حدة مع اعتبار عرض الأساس (B) عند كل طبقة هو العرض المناظر لخط توزيع الإجهادات فى الاتجاه الرأسى المفروض بميل (٢ رأسى : ١ أفقى) كما هو مبين.



شكل (٥-٤٩) كيفية حساب قدرة تحمل التربة للأساسات على طبقات متعددة من التربة

- فـــى هذه الحالة يتم حساب قدرة التحمل القصوى باستخدام خواص الطبقة الأولى وسمكها (h_1) وباستخدام المعادلات المعروفة.
- ثـــم يتم حساب قدرة التحمل القصوى للطبقة الثانية باستخدام خواص هذه الطبقة مـــع فـــرض وجـــود أســـاس تخـــيلى مرتكز على سطحها العلوى بعرض قدره [$B_1 = B + h_1$] (باعتبار توزيع ١ : ٢ للإجهادات).
- يتم تكرار الخطوة السابقة لبقية الطبقات.
- يـــتم تحديد قدرة التحمل القصوى للأساس على أساس أصغر قيمة لقدرة التحمل للطبقات المختلفة أسفل الأساس والمحسوبة من الخطوات السابقة.

٥-١٦ تأثير منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات:

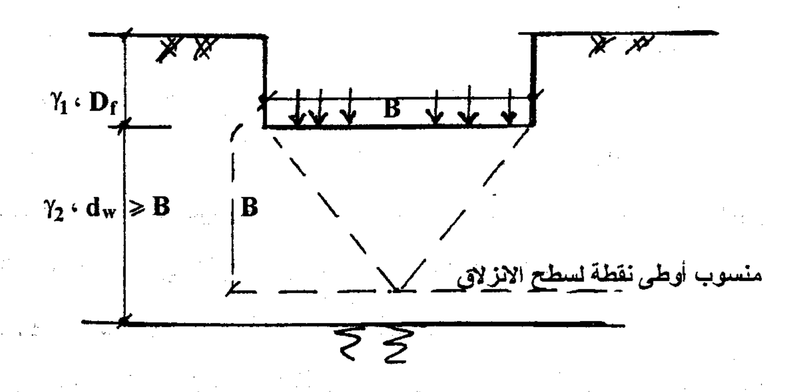
5-16 Effect of Water Table on Bearing Capacity of Soil:

- إن تأثير منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات نابع من تأثير كثافة التربة الفعالة (γ) والذى تتضمنه معادلة حساب هذه القدرة حيث يؤثر ارتفاع منسوب المياه الجوفية على قدرة التحمل بالنقصان أى تقل قدرة التحمل للتربة بارتفاع منسوب المياه الجوفية وخاصة فى التربة المتماسكة حيث يقل وزن وحدة الحجوم الفعال للتربة (γ) وذلك عند التعويض بها فى المعادلة فى كل من الجزء الخاص بتأثير عمق التأسيس ($\gamma_1 \quad D_f$) والجزء الخاص بتأثير شكل وعرض الأساس $\left(\frac{1}{2}\gamma B\right)$.
- إن مقدار تأثير ارتفاع المياه الجوفية عند التطبيق فى المعادلة المعروفة (   ) يتضح من دراسة الحالات التالية :

– الحالة الأولى:

إذا كان منسوب المياه الجوفية عميقاً (أعمق من أوطى نقطة على سطح الانزلاق) أو مجازاً على عمق مسافة تساوى أو أكبر من عرض القاعدة (B) أسفل القاعدة أو الأساس شكل (٥-٥٠).

i.e. $d_w \geq B$



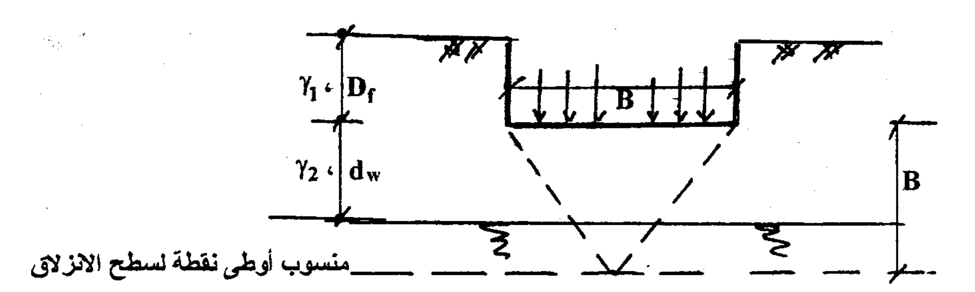
شكل (٥-٥٠)

- فى هذه الحالة ليس هناك تأثير لمنسوب المياه الجوفية عند التطبيق فى المعادلة المعروفة حيث يتم التعويض عن كل من (γ_1) ، (γ_2) بالوزن الحجمى الكلى للتربة فوق وتحت منسوب التأسيس.

- **الحالة الثانية:**

إذا كان منسوب المياه الجوفية قريباً من منسوب التأسيس (واقعاً بين منسوب التأسيس وأوطى نقطة على سطح الانزلاق) أو مجازاً على عمق أقل من عرض القاعدة (B) أسفل القاعدة أو الأساس شكل (٥-٥١).

i.e. $d_w < B$



شكل (٥-٥١)

- فى هذه الحالة يتم أخذ تغيير كثافة المياه (γ_2) بتأثير منسوب المياه وذلك بأخذ متوسط الكثافة لكل من الكثافة الكلية المبللة والكثافة المغمورة وذلك بإدخال معامل نقص أقل من الواحد الصحيح فى الجزء الخاص بـ (γ_2) فى معادلة قوة تحمل التربة (5-33) أى فى الجزء $\left(\frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma\right)$ وهذا المعامل يسمى (w_γ) وهو يتوقف على نسبة $\left(\frac{d_w}{B}\right)$ وعلى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة أسفل الأساس ϕ.

i.e. $$w_\gamma = 0.5 + \frac{d_w}{B} \times \frac{1}{\tan(45+\frac{\phi}{2})} \le 1.0$$

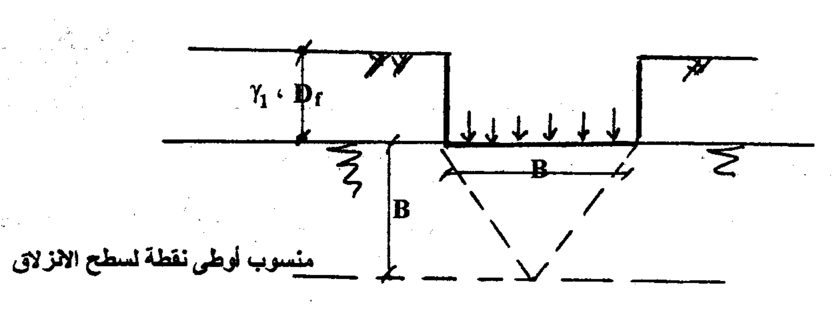
أى قدرة تحمل التربة فى هذه الحالة تعادل :

i.e. $$q_{ult} = C\,N_c\,\lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \frac{1}{2}\gamma_2 w_\gamma B N_\gamma \lambda_\gamma \quad \ldots\ldots \quad (5\text{-}38)\ *$$

- الحالة الثالثة:

إذا كان منسوب المياه الجوفية عند منسوب التأسيس: شكل (٥-٥٢)

i.e. $d_w = 0$



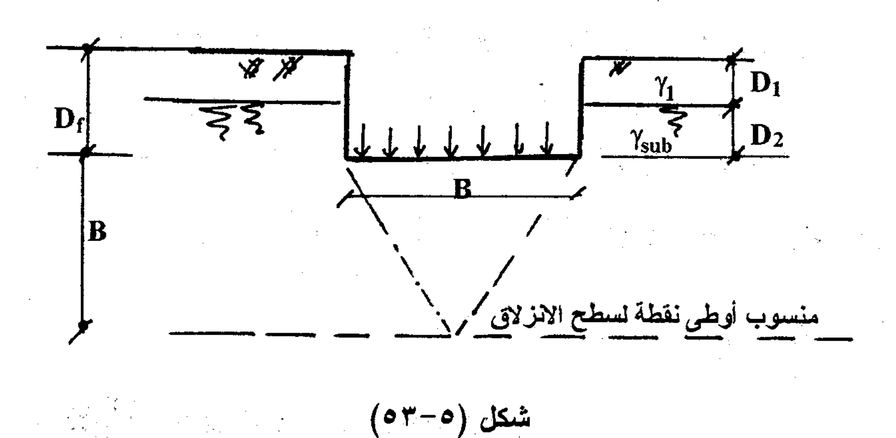
شكل (٥-٥٢)

- هذه حالة خاصة عن الحالة الثانية حيث $(d_w = 0)$ أى أن $(w_\gamma = 0.5)$.

i.e. $q_{ult} = C\, N_c\, \lambda_c + \gamma_1\, D_f\, N_q\, \lambda_q + \frac{1}{4}\, \gamma_2\, B\, N_\gamma\, \lambda_\gamma$ .... (5-39) *

- الحالة الرابعة:

إذا كان منسوب المياه الجوفية واقعاً بين سطح الأرض ومنسوب التأسيس: شكل (٥-٥٣).



شكل (٥-٥٣)

- فـى هـذه الحالة يتأثر الجزء الثانى والجزء الثالث من المعادلة الخاصة بتقدير قدرة تحمل التربة (٥-٣٩) كل حسب وزن وحدة الحجوم الفعال فى كل جزء، أى

بالنســبة للجزء الثانى الخاص بالمعامل (N_q) (ارتفاع التربة فوق منسوب المياه (D_1) × وزن وحــدة الحجــوم الكلــى للتربة (γ_1) + ارتفاع تحت منسوب المياه وحــتى منسوب التأسيس (D_2) × وزن وحدة الحجوم الفعال [γ_{sub}]). أما الجزء الثالــث مــن المعادلة (5-39) والخاص بالمعامل (N_γ) تؤخذ وزن وحدة الحجوم ($\gamma_2 = \gamma_{sub}$).

$$\text{i.e.} \quad q_{ult} = C\, N_c\, \lambda_c + (\gamma_{1\,bulk}\, D_1 + \gamma_{1\,sub}\, D_2)\, N_q \cdot \lambda_q + \frac{1}{2}\, \gamma_{2\,sub}\, B\, N_g\, \lambda_\gamma \quad \text{........} \quad (5\text{-}40) \; *$$

- إن تأثير ارتفاع ومنسوب المياه الجوفية لا يؤثر فقط على نقص ملحوظ فى قدرة تحمــل الــتربة ولكــن أيضــاً على تقليل كل من تماسك التربة وزاوية الاحتكاك الطبيعى لها بالإضافة إلى التأثير الناتج من تعويم القاعدة أو الأساس.

٥-١٧ أمثلة على قدرة تحمل التربة:

مثال (١):

المطلــوب حســاب قــدرة تحمل التربة الكلية المسموح بها وكذلك قدرة التحمل الصافية المسوح بها لنفس نوعية التربة أسفل قاعدة مربعة الشكل بأبعاد ٢,٣ × ٢,٣ م وأن منســوب التأســيس هــو ٣,٠٠ م كما هو موضح بالشكل (٥-٥٤). التربة أسفل الأســاس وأعــلاه هــى مــن الــنوع الــتربة الطينــية الطمية ذات وزن حجمى كلى $\gamma_b = 1.7\ t/m^3$ وأن معاملات القص لها $C = 0.18\ kg/cm^2$ ، $\phi = 19°$.

شكل (٥-٥٤)

الحل:

- يتم حساب قدرة تحمل التربة القصوى للأساسات المربعة من المعادلة التالية :

$q_{ult} = 1.3\ C\ N_c + q\ N_q + 0.4\ \gamma_2\ B\ N_\gamma$

حيث (C) : هى مقاومة التماسك للتربة وتعادل $1.8\ t/m^2 = 0.18\ kg/cm^2$

، (q) : وزن عمود التربة فوق الأساس = $\gamma_1\ D_f$

i.e. $q = 1.7 \times 3.0 = 5.1\ \ t/m^2$

، (γ_2) : هـــى كثافة أو وزن وحدة الحجوم للتربة أسفل الأساس وبفرض أن التربة ممتدة أسفل الأساس إلى عمق لا يقل عن (B = 2.3 m)

$\therefore \quad \gamma_2 = 1.7\ t/m^3$

، (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : ثوابت تتوقف على قيمة الزاوية (ϕ) للتربة

من الجدول (٥-٨) فإن هذه القيم تعادل بالتقريب

$N_c \cong 15 \quad , \quad N_q = 6.5 \quad , \quad N_\gamma = 2.9$

وبالتعويض عن هذه القيم

$$\therefore \quad q_{ult} = 1.3 \times 1.8 \times 15 + 5.1 \times 6.5 + 0.4 \times 1.8 \times 2.3 \times 2.0$$

$$= 35.1 + 33.15 + 3.31 = 71.56\ \ t/m^2$$

أقصى قدرة مسموح بها = $\dfrac{\text{أقصى قدرة تحميل للتربة}}{\text{معامل الأمان (٣)}}$ =

$$q_{ult\ safe} = \frac{q_{ult}}{\text{factor of safety}}$$

$$\text{or} \quad q_{ult\ all} = \frac{71.56}{3} = 23.85\ \ t/m^2 = 2.38\ \ kg/cm^2$$

إجهاد التربة الصافى = أقصى قدرة تحمل للتربة (q_{ult}) - وزن عمود التربة

i.e. $q_{net} = q_{ult} - \gamma_1\ D_f = 71.56 - 1.7 \times 3 = 66.46\ \ t/m^2$

$$\therefore \quad q_{net\ all} = \frac{q_{net}}{\text{factor of safety}} =$$

أقصى إجهاد صافى مسموح بها = $\dfrac{\text{إجهاد التربة الصافى}}{\text{معامل الأمان}}$

$$= \frac{66.46}{3} = 22.15\ \ t/m^2 = 2.22\ \ kg/cm^2$$

- وحيث أن هذا الإجهاد الصافى المسموح به للتربة يجب أن يكون أكبر من أقصى إجهـــاد صافى واقع عليها من الحمل المؤثر على القاعدة وهنا يتم حساب أقصى إجهـــاد صافى واقع على التربة من الحمل المؤثر، وبفرض أن الحمل المؤثر هو t (P) فإن :

أقصـــى إجهـــاد صافى واقع على التربة يعادل = $\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة العادية}}$ + فرق وزن الخرســـانة مـــن التراب للقاعدة حيث تم فرض أن عمود التربة فوق منسوب التأسيس يساوى $(\gamma_1 D_f)$

أى أن أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل = $\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}}$

$$(\gamma_c - \gamma_{soil})\,t +$$

$$= \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}} + \Delta$$

$$\cong K \times \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة}}$$

حيـــث (K) مقـــدار أكبر من الواحد الصحيح ويؤخذ ما بين ١,١٠ ⟵ ١,٢ حسب عدد أدوار المبنى غالباً ما يؤخذ ١,١ أو ١,١٥

وبفـــرض أن الحمـــل الرأسى المركزى المنقول من العمود إلى القاعدة يعادل ١٠٠ طن فالمطلوب التحقق من أمان وأبعاد القاعدة المفروضة.

- لتحقيق الأمان يجب استيفاء ما يلى :

∴ أقصـــى إجهـــاد صافى واقع على التربة ≥ أقصى إجهاد صافى مسموح به واقع على التربة

- يـــتم حســـاب أقصى إجهاد صافى واقع على التربة = $\frac{100 \times R}{2.3 \times 2.3} = \frac{100 \times 1.1}{2.3 \times 2.3} =$ ٢٠,٧٩ طن/م٢

وهـــى قـــيمة أقـــل مـــن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس $(q_{net\ all})$ وهى تساوى ٢٢,١٥ طن/م٢

∴ أبعـاد القـاعدة ٢,٣ × ٢,٣ م آمـنة وقـادرة لتحمل الإجهادات الواقعة عليها والمنقولة إلى التربة

- فإذا ما كان الحمل المؤثر على القاعدة يعادل ١٢٠ طن

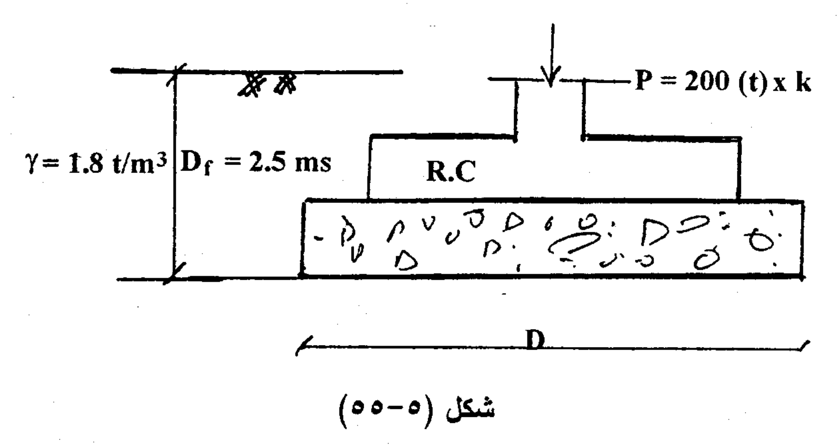
∴ أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل = $\frac{١,١ \times ١٢٠}{٢,٣ \times ٢,٣}$

= ٢٤,٩٥ طن/م٢

وهى قيمة أكبر من ($q_{net\ all}$) ∴ أبعـاد القاعدة غير كافى الأمر الذى يجب زيادة أبعاد القاعدة حتى يصبح الإجهاد الواقع على التربة أسفل القاعدة أقل من أقصى إجهاد صافى مسموح به لنوعية التربة وأبعاد القاعدة.

مثال (٢):

المطلـوب تصـميم القاعدة العادية الدائرية لخزان مياه عالى سعته حوالى ٢٠٠ مـتر مكعب ترتكز على تربة خواصها $\phi = 15°$ ، $\gamma = 1.8\ t/m^3$ ، $C = 3.0\ t/m^2$ مع العلم بأن منسوب التأسيس هو ٢,٥ متر = D_f – شكل (٥–٥٥).



شكل (٥–٥٥)

- لتكون القاعدة اقتصادية وآمنة يجب أن يتساوى كل من أقصى إجهاد صافى واقع علـى الـتربة من أحمال الخزان مع أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس.
- يتم حساب أقصى إجهاد صافى واقع على التربة من أحمال الخزان كالآتى:

بفرض قطر قاعدة الخزان (D) ∴ مساحته = $A = \frac{\Pi D^2}{4}$

∴ أقصى إجهاد صافى $f_{net\,soil} = \frac{P.K}{A}$

$$= \frac{200 \times 1.15}{\Pi D^2 / 4} = \frac{293}{D^2} \quad t/m^2 \qquad \text{..........} \quad (1)$$

- يتم حساب أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة من قدرة تحملها القصوى ومعامل الأمان المسموح به للانهيار وحيث أن القاعدة مستديرة إذن فمعادلة حساب قدرة تحمل التربة القصوى الكلية (q_{ult}) كالآتى :

$$q_{ult} = 1.3\,C\,N_c + q\,N_q + 0.3\,\gamma_2\,D\,N_\gamma \qquad \text{..........}$$

حيث (C) : مقاومة التماسك للتربة وتساوى ٣,٠٠ طن/م٢

، (q) : هو وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس ويساوى ($\gamma_1 D_f$)

$$\therefore \quad q = 1.8 \times 2.5 = 4.5 \quad t/m^2$$

، (γ_2) : وزن وحدة الحجوم للتربة أسفل الأساس وهى تساوى ١,٨ طن/م٣

، (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : ثوابت تتوقف على الزاوية (ϕ) للتربة

من الجدول (٥-٨) حيث ϕ = ١٥°

$$N_c = 11.0 \quad , \quad N_q = 4.0 \quad , \quad N_\gamma = 1.0$$

$$\therefore \quad q_{ult} = 1.3 \times 3.0 \times 11 + 4.5 \times 4.0 + 0.3 \times 1.8 \times D \times 1.0$$

$$= 42.9 + 18.0 + 0.54\,D$$

$$= 60.9 + 0.54\,D \quad t/m^2$$

$$q_{ult\,net} = q_{ult} - \gamma_1 D_f = 60.9 + 0.54\,D - 1.8 \times 2.5$$

$$\therefore \quad q_{ult\,net} = 56.4 + 0.54\,D \quad t/m^2$$

$$q_{ult\,net\,all} = \frac{q_{ult\,net}}{\text{Factor of safety}} = \frac{56.4 + 0.54\,D}{3} = 18.8 + 0.18\,D$$

$$\text{..............} \quad (2)$$

- وبمساواة أقصى إجهاد صافى واقع على التربة ($f_{net\,soil}$) بأقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة ($q_{ult\,net}$) يمكن إيجاد قطر القاعدة كالآتى :

$$\frac{293}{D^2} = 18.8 + 0.18\,D$$

نحصل على معادلة من الدرجة الثالثة فى (D) نحلها بطريقة المحاولة والخطأ

$$18.8\ D^2 + 0.18\ D^3 = 293$$

i.e. $D^3 + 104\ D^2 - 1627 = 0$

take $D \cong 3.9$ ms

$\therefore$ $59.3 + 1582 - 1627 = 14.3 \cong 0$

take $D = 4.0$ m for more safety

$\therefore$ يتم أخذ قطر القاعدة ٤,٠٠ متر لزيادة الأمان على القاعدة.

مثال (٣):

المطلـــوب تقديـــر قـــيمة أقصى قدرة تحمل آمنة للتربة تحت أساس مربع الشكل أبعـــاده ٢,٥٠ × ٢,٥ م عند منسوب تأسيس يعادل ٢,٥٠ متر أسفل سطح الأرض مع العلم بأن التربة فوق وتحت الأساس هى تربة غير متماسكة لها الخواص التالية :

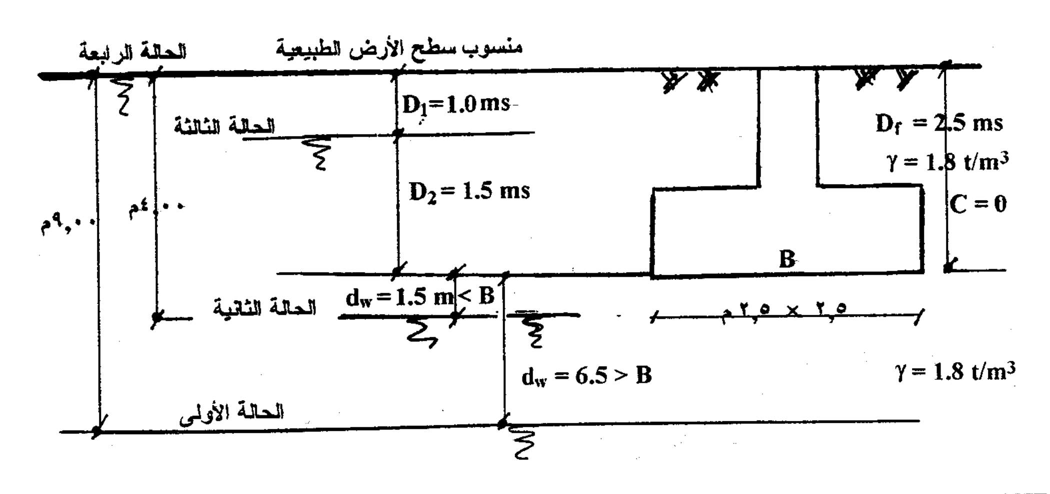
$C = 0$, $\gamma_b = 1.8\ t/m^2$, $\phi = 30^\circ$

وذلك لحالات منسوب المياه الجوفية التالية :

(١) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ٩,٠٠ متر
(٢) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ٤,٠٠ متر
(٣) منسوب المياه أسفل من منسوب سطح الأرض الطبيعية بمقدار ١,٠٠ متر
(٤) منسوب المياه الجوفية عند سطح الأرض

الحل:

يبيـــن الكروكى التالى القاعدة ومنسوب تأسيسها وكذلك الحالات الأربعة لمنسوب المياه الجوفية.



الحالة الأولى:

بمـــا أن منســـوب المياه الجوفية على عمق أوطى من منسوب التأسيس بمسافة تزيد عن عرض الأساس ($B = 2.5$ m) وعليه فإنه ليس هناك تأثير لهذا المنسوب ويتم التعويض فى المعادلة المعروفة لتقدير قدرة تحمل التربة القصوى الكلية للأساسات المربعة.

$$q_{ult} = 1.3\,C\,N_c + \gamma_1\,D_f\,N_q + 0.4\,\gamma_2\,B\,N_\gamma$$

$C = 0 \quad , \quad \gamma_1 = 1.8\ t/m^2 \quad , \quad \gamma_2 = 1.8\ t/m^3$

$, \quad B = 2.50\ ms \quad , \quad D_f = 2.5\ ms$

$\because \quad \phi = 30^\circ \quad N_c = 30 \quad , \quad N_q = 18 \quad , \quad N_\gamma = 10$

$$\therefore \quad q_{ult} = 1.3 \times 0 \times 30 + 1.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 1.8 \times 2.5 \times 10$$

$$0 + 80 + 7.2 = 88.2\ t/m^2 = 0.88\ kg/cm^2$$

$$q_{ult\ net} = q_{ult} - \gamma_1\,D_f = 88.2 - 1.8 \times 2.5 = 83.7\ t/m^2$$

$$q_{net\ safe} = \frac{q_{ult\ net}}{\text{factor of safety}} = \frac{83.7}{3} = \underline{27.9}\ t/m^2$$

$$q_{ult\ safe} = q_{net\ safe} + \gamma_1\,D_f = 27.9 + 1.8 \times 2.5 = \underline{32.4}\ t/m^2$$

الحالة الثانية:

بما أن منسوب المياه الجوفية على بعد من منسوب التأسيس (d_w) يعادل ١,٥ مـــتر وهـــو عمق أقل من عرض الأساس فعليه يتم تعديل الجزء الثالث فى معادلـــة قدرة تحمل التربة بضرب كثافة التربة (γ_2) فى معامل أقل من الواحد هو (w_γ) وهذا معامل يساوى

$$w_\gamma = 0.5 + \frac{d_w}{B} \times \frac{1}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$= 0.5 + \frac{1.5}{2.5} \times \frac{1}{\tan(45 + \frac{30}{2})} = 0.846$$

$$q_{ult} = 1.3\,C\,N_c + \gamma_1\,D_f\,N_q + 0.4 \times \gamma_2 \times w_\gamma \times B\,N_\gamma$$

$$= 1.3 \times 0 \times 30 + 1.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 1.8 \times 0.846 \times 2.5 \times 10$$

$$= 0 + 81 + 6.1 = 87.1\ t/m^2$$

$q_{ult\ net} = q_{ult} - \gamma_1 D_f = 87.1 - 1.8 \times 2.5 = 82.5 \ t/m^2$

$q_{net\ safe} = \frac{q_{ult\ net}}{3} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \ t/m^2$

$q_{ult\ safe} = q_{net\ safe} + \gamma_1 D_f = 27.5 + 1.8 \times 2.5 = \underline{32} \ t/m^2$

الحالة الثالثة:

فـــى هـــذه الحالـــة يتم أخذ تأثير منسوب المياه على الكثافة الكلية للتربة

حيث:

$q_{ult} = 1.3 N_c + (\gamma_{1\ bulk} \cdot D_1 + \gamma_{1\ sub} \cdot D_2) N_q + 0.4 \gamma_{2\ sub} B N_\gamma$

$\gamma_{1\ bulk} = 1.8 \ t/m^3$, $D_1 = 1.0$ ms , $D_2 = 1.5$ ms

, $\gamma_{1\ sub} = \gamma_{1\ bulk} - \gamma_w$

$\therefore \quad \gamma_{1\ sub} = 1.8 - 1 = 0.8 \ t.m^3$, $\gamma_{2\ sub} = 1.8 - 1 = 0.8 \ t/m^3$

وبالتعويض عن قيم (C)، (N_c)، (N_q)، (N_γ)، (B) نحصل على (q_{ult})

$q_{ult} = 1.3 \times 0 \times 30 + (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) \times 18 + 0.4 \times 0.8 \times 2.5 \times 10$

$= 0 + 54.0 + 8 = 52.0 \ t/m^2$

$q_{u\ net} = q_{ult} - (\gamma_{1\ bulk} \cdot D_1 + \gamma_{1\ sub} \cdot D_2)$

$= 52.0 - (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) = 49 \ t/m^2$

$q_{net\ safe} = \frac{q_{u\ net}}{3} = \frac{49}{3} = \underline{16.3} \ t/m^2$

$q_{u1\ safe} = q_{net\ safe} + (\gamma_{1\ bulk} \cdot D_1 + \gamma_{1\ sub} \cdot D_2)$

$= 16.3 + (1.8 \times 1.0 + 0.8 \times 1.5) = \underline{19.3} \ t/m^2$

الحالة الرابعة:

فـــى هـــذه الحالـــة يتم أخذ تأثير منسوب المياه على الكثافة الكلية للتربة

حيث:

$q_{ult} = 1.3 C N_c + \gamma_{1\ sub} D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma_{2\ sub} B N_\gamma$

$= 1.3 \times 0 \times 30 + 0.8 \times 2.5 \times 18 + 0.4 \times 0.8 \times 2.5 \times 10$

$= 0 + 36 + 8 = 44 \ t/m^2$

$q_{ut\ net} = 44 - (\gamma_{1\ sub} D_f) = 44 - 0.8 \times 2.5 = 42 \ t/m^2$

$q_{net\ safe} = \frac{q_{u\ net}}{3} = \frac{42}{3} = \underline{14} \ t/m^2$

$$q_{u1\ safe} = q_{net\ safe} + \gamma_{1\ sub} \cdot D_f = 14 + 0.8 \times 2.5 = \underline{16}\ \ t/m^2$$

ملحوظة: فى هذه الحالة يتم التحقيق من أمان القاعدة أو الأساس ضد التعويم

٥-١٨ المعادلة العامة لحساب وتقدير قدرة تحمل التربة القصوى [معادلة هانسن]:

General Bearing Capacity Equation (Hansen Equation):

قـدم هانســن معادلة عامة لحساب وتقدير قدرة تحمل التربة معتمد على تحليل تــرزاجى السابق الإشارة إليه شكل (٥ - ٤٧). هذه المعادلة العامة تأخذ فى الاعتبار تأثير شكل الأساس، وعمق التأسيس وميل الأحمال المؤثرة على الأساس والقاعدة [أى أنه ليس حمل مركزى كما فرض سابقاً فى البند (٥ - ١٢)] والمعادلة هى :

$$q_{ult} = C\,N_c\,S_c\,d_c\,i_c\,g_c\,b_c + q_o\,N_q\,S_q\,d_q\,i_q\,g_q\,b_q + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N_\gamma\,S_\gamma\,d_\gamma\,i_\gamma\,g_\gamma\,b_\gamma \quad \text{...... (5-41)} \quad *$$

حيث (C) : هو قوة مقاومة التماسك للتربة طن/م٢.

، (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) : هــى ثوابــت تســمى معاملات قدرة تحمل التربة كما ذكرنا ســابقاً وهى تعتمد على قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة ويبين الجدول (٥-١٦) قيم هذه الثوابت.

، (q_o) : هو وزن عمود التراب فوق منسوب التأسيس = $(\gamma_1\,D_f)$ طن/م٢

، (S) : هــى معاملات تأثير الشكل (shape factors) تأخذ تأثير شكل القاعدة على كــل جــزء من أجزاء المعادلة وهى قوة تماسك التربة (C) ووزن عمود الــتراب (q) وكــثافة الــتربة (γ) وأن قيم هذه المعاملات مبين بالجدول (٥-١٣).

، (d) : هــى معاملات تأثير العمق على كل جزء من أجزاء المعادلة وأن قيم هذه المعاملات مبين بالجدول (٥-١٤) (depth factors).

، (i) : هــى معــاملات تأثــير مــيل الحمل المؤثر (معاملات الميل) وأن قيم هذه المعاملات مبينة بالجدول (٥-١٥).

، (g) : هـــى معـــاملات تأثير سطح الأرض الطبيعية (ground factors) هل هى أفقـــية أو مائلـــة وذلـــك علـــى كل جزء من أجزاء المعادلة وتؤخذ هذه المعاملات الوحدة فى حالة سطح الأرض الأفقية

i.e. for horizontal ground take $g_c = g_q = q_\gamma = 1.0$

، (b) : هـــى معـــاملات تأثير ميل القاعدة بالنسبة للأرض (base factors) وذلك علـــى كل جزء من أجزاء المعادلة وتؤخذ هذه المعاملات الوحدة فى حالة سطح الأرض الأفقية

i.e. $b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$ for horizontal ground.

أى أن المعادلـــة العامة يمكن إعادة صياغتها مرة أخرى فى حالة ما يكون سطح الأرض أفقى كالآتى :

$$q_{ult} = C\,N_c\,S_c\,d_c\,i_c + q_o\,N_q\,S_q\,d_q\,i_q + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N_\gamma\,S_\gamma\,d_\gamma\,i_\gamma \quad .... \quad (5\text{-}42) \quad *$$

جدول (٥-١٣) قيم معاملات الشكل (Shape factors) (S)

S_γ	S_q	S_c	شكل القاعدة
1.0	1.0	1.0	شريطية أو مستمرة
1 - 0.4 B / L	1 + 0.2 B / L	1 + 0.2 B / L	مستطيلة
0.8	1.2	1.3	مربعة
0.6	1.2	1.3	دائرية

جدول (٥-١٤) قيم معاملات العمق (Depth factors) (d)

d_γ	d_q	d_c
1.0	$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q}$	$1 + \frac{0.35\,D_f}{B}$
$d_q = d_c$ for $\phi > 25^\circ$ $d_q = 1.0$ for $\phi = 0$		ملحوظة : تؤخذ قيمة (d_q):

جدول (٥-١٥) قيم معاملات الميل (i) (Inclination factors)

i_γ	i_q	i_c
$i_q^{\,2}$	$\left[1 - \frac{H}{V + C\,B\,L\cot\phi}\right]^2$	$i_c = i_q - \frac{1-i}{N_q - 1}$

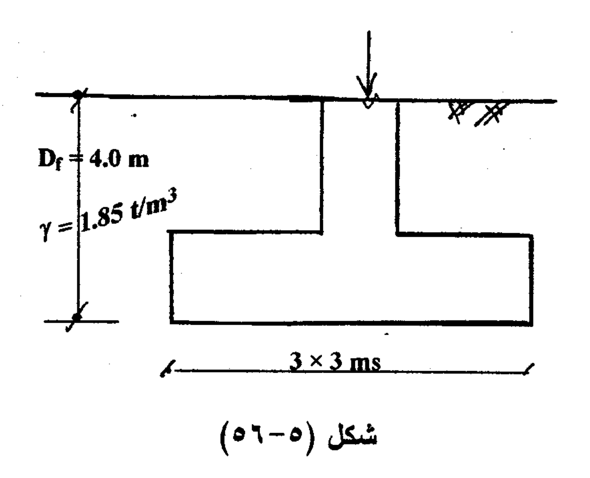
حيث (H) : هى المركبة الأفقية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس بالطن
، (V) : هى المركبة الرأسية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس بالطن
، (L) : هو طول القاعدة الموازى للقوة والمركبة الأفقية (H) بالمتر

جدول (٥-١٦) معاملات قدرة التحمل لهانسن (N_γ) ، (N_q) ، (N_c)

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.0
5	6.48	1.57	0.09
10	8.34	2.47	0.47
15	10.97	3.94	1.42
20	14.83	6.40	3.54
25	20.22	10.66	8.11
30	30.14	18.40	18.08
35	46.13	33.29	40.69
40	75.32	64.18	95.41
45	133.89	134.85	240.85

مثال:

لقاعدة مربعة أبعادها ٣ × ٣ م ومنسوب تأسيسها على عمق ٤,٠٠ متر وتربة التأسيس حول وأسفل القاعدة طين رملى ذات وزن وحدة حجوم $\gamma_b = 1.85\ t/m^3$ ومعاملات القص لها $C = 0.2\ kg/cm^2$ ، $\phi = 25^\circ$. المطلوب حساب قدرة تحمل التربة الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس باستخدام المعادلة العامة لهانسن مع فرض أنها محملة بحمل مركزى وأن منسوب المياه الجوفية بعيد عن القاعدة على عمق حوالى ٤,٠٠ متر أسفلها - شكل (٥-٥٦).



شكل (٥-٥٦)

الحل:

المعادلة العامة لتقدير قدرة تحمل التربة القصوى لهانسن هى :

$$q_{ult} = C\, N_c\, S_c\, d_c\, i_c + q_o\, N_q\, S_q\, d_q\, i_q + \frac{1}{2}\, \gamma\, B\, N_\gamma\, S_\gamma\, d_\gamma\, i_\gamma$$

حيث :

$C = 2\ t/m^2$

ومن قيمة ϕ = ٢٥° يمكن إيجاد الثوابت (N_c) ، (N_q) ، (N_g)
من الجدول (٥-١٦)

$\therefore \quad N_c = 20.22 \qquad N_q = 10.66 \quad , \quad N_\gamma = 8.11$

، $\quad q_o = \gamma_b\, D_f = 1.85 \times 4.0 = 7.4\ \ t/m^2$

، الثوابت (S) الخاصة بمعاملات الشكل حيث أن شكل الأساس مربع $(B \times B)$

$\therefore \quad S_c = 1.3 \quad , \quad S_q = 1 + 0.2\ B/L = 1 + 0.2 \times \frac{3}{3} = 1.2$

، $\quad S_\gamma = 1 - 0.4\ B/L = 1 - 0.4 \times \frac{3}{3} = 0.6$

، الثوابت (d) الخاصة بمعاملات العمق

$\therefore \quad d_c = 1 + \frac{0.35\, D_f}{B} = 1 + \frac{0.35 \times 4.0}{3} = 1.47$

، $\quad d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} = 1.47 - \frac{1.47 - 1}{10.66} = 1.43$

، $\quad d_\gamma = 1.0$

، الثوابت (i) الخاصة بمعاملات الميل

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + C\,B\,L\cot\phi}\right]^2$$

، ∵ الحمل رأسى أى أن [H = 0]

$$\therefore \quad i_q = 1.0$$

$$، \quad i_c = i_q - \frac{1-i}{N_q - 1} = 1.0$$

$$، \quad i_\gamma = i_q^{\,2} = 1.0$$

وبالتعويض فى المعادلة العامة

$$\therefore \quad q_{ult} = 2 \times 20.22 \times 1.3 \times 1.47 \times 1.0 + 7.4 \times 10.66 \times 1.2 \times 1.43 \times 1.0$$

$$+ \frac{1}{2} \times 1.85 \times 3.0 \times 8.11 \times 0.6 \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 77.28 + 135.36 + 13.50 = 226.1 \ \ t/m^2$$

$$q_{nu} = q_{ult} - \gamma\,D_f = 226.1 - 1.85 \times 4 = 218.7 \ \ t/m^2$$

$$q_{safe} = \frac{q_{nu}}{n} + \gamma\,D_f = \frac{218.7}{3} + 1.85 \times 4 = 72.9 + 7.4 = 80.3 \ \ t/m^2$$

$$= 8.0 \ \ kg/cm^2$$

وإذا مـــا تم أن الحمل المؤثر يعادل ٥٠٠ طن عند سطح الأرض فيتم التحقق من عدم حدوث انهيار قص للتربة نتيجة لهذا الحمل كالآتى :

$$f_{soil} = \frac{P}{A} + \gamma\,.\,D_f = \frac{500}{3 \times 3} + 7.4 \cong 63 \ \ t/m^2 \ < \ 80.3 \quad \text{safe} \qquad \text{(o.k)}$$

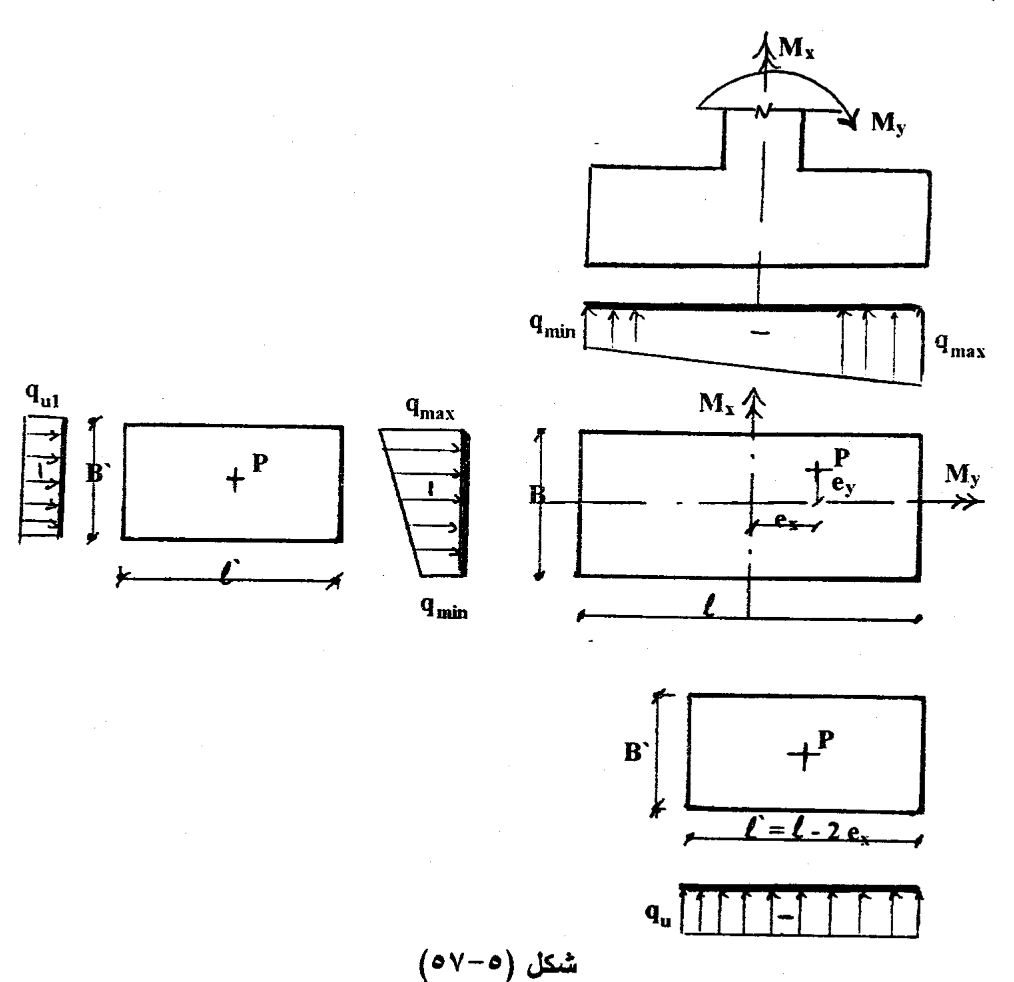
٥-١٩ قدرة تحمل الأساسات الضحلة المعرضة لأحمال غير مركزية:

5-19 *Bearing Capacity of Foundation Subjected to Eccentric Loads:*

★ عـــند تعريض قاعدة أو أساس ما إلى عزوم انحناء (M) بجانب قوى عمودية (P) أو إلـــى ما يسمى بالأحمال الغير مركزية (Eccentric forces) فإنه فى هذه الحالات يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة غير منتظمة كما هو مبين بالشكل (٥-٥٧).

★ وفـــى كلتا الحالتين لقاعدة أبعادها (ℓ) ، (B) يكون توزيع الإجهاد على التربة فى الاتجاهين (x) أو (y) غير منتظم وعليه لتحويل توزيع الإجهاد إلى شكل منتظم يجب أن تقـــع القـــوى العموديـــة (P) فى مركز ثقل المساحة لذلك فإنه يفترض أبعاد تخيلية

للقـــاعدة ذات أطـــوال (ℓ`) بدلاً من ($\ell$) ، (B`) بدلاً من (B) وذات مساحة (A`) بدلاً من (A) أى أن:



شكل (٥-٥٧)

$\ell` = \ell - 2\, e_x$

$B` = B - 2\, e_y$

$A` = \ell` \times B`$

حيث (e_x) : هى مقدار اللامركزية للحمل مقاسة من المحور (y) فى اتجاه (x)

i.e. $e_x = \dfrac{M_y}{P}$

، (e_y) : هى مقدار اللامركزية للحمل مقاسة من المحور (x) فى اتجاه (y)

i.e. $e_y = \dfrac{M_x}{P}$

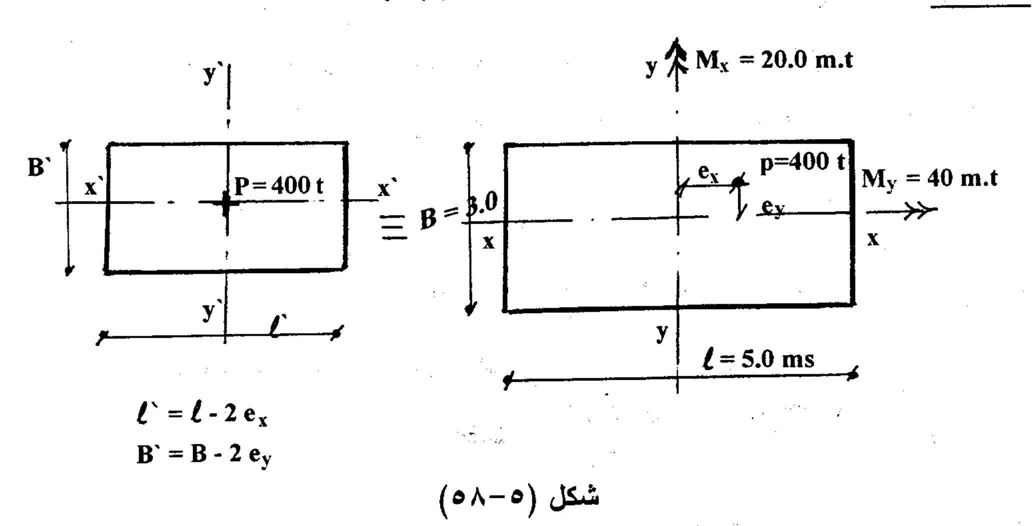
حيـــث (P) هـــى القوى العمودية، (M_x) ، (M_y) هى مقدار عزوم الانحناء المؤثرة على القاعدة حول كل من المحورين (x) ، (y) على التوالى كما هو مبين بالشكل (٥-٥٧).

★ فى هذه الحالة يتم التعامل مع القاعدة التخيلية ذات الأبعاد المقللة (ℓ`) ، (B`) علـــى أساس أنها معرضة لحمل محورى فقط وعليه يتم استخدام معادلة هانسن العامة وذلــك فقــط فـــى الأجــزاء الخاصة بتأثير كل من الشكل (Shape factor) (S) والميل (Inclination factor) (i) ولـــيس عند حساب عامل العمق (depth factor) $\left(\frac{D}{B}\right)$ وبذلك نحصـــل على قيمة لأقصى قدرة تحمل للتربة وفى هذه الحالة تكون قدرة التحمل التربة أقـــل مـــن نظيرتها للأحمال المحورية وبالتالى أيضاً فإن أقصى سعة تحمل كحمل أقصى تتحمله القاعدة يكون أقل وكما سوف يتضح من المثال التالى.

مثال:

المطلوب حساب قدرة تحمل التربة الصافية أسفل قاعدة مستطيلة أبعادها ٣×٥ م محملة بحمل محورى قدره (P = 400 t) ومعرضة إلى عزوم انحناء حول محوريها (x) ، (y) قدرهـــا ٢٠ طـــن.م ، ٤٠ طن.م على التوالى وأن منسوب تأسيس القاعدة على عمـــق ٣,٠٠ مـــتر مـــن ســـطح الأرض الطبيعية وأن التربة حول وأسفل القاعدة ذات خواص هى : $\gamma = 1.8\ t/m^3$ ، $C = 2\ t/m^3$ ، $\phi = 20^\circ$ – شكل (٥-٥٨).

ملحوظة: الاتجاه الطويل للقاعدة يوازى المحور (x) لها.



شكل (٥-٥٨)

الحل:

- كمـــا هــو مبين بالشكل فإن القاعدة معرضة إلى أحمال غير محورية ينتج عنها (M_x) ، (M_y) ، (P) كمـــا هــو موضح وهذا يجعل الإجهادات الواقعة عليها غير منــتظمة كما شرحنا ولجعلها منتظمة فإن هذه القاعدة تكافئ قاعدة أخرى بأبعاد مكافئة $(\ell' \times B')$ بدلاً من $(\ell \times B)$ يؤثر فيها الحمل الرأسى مركزياً وهو (P) حيث

$$\ell' = \ell - 2\,e_x \qquad , \qquad B' = B - 2\,e_y$$

$$\ell = 5.0 \text{ m} \quad , \quad B = 3.0 \quad , \quad e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{40}{400} = 0.1 \text{ ms}$$

$$, \quad e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{20}{400} = 0.05 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad \ell' = 5 - 2 \times 0.1 = 4.8 \text{ ms} \quad , \quad B' = 3 - 2 \times 0.05 = 2.9 \text{ ms}$$

- يــتم تطبــيق معادلـــة هانســـن العامة لحساب قدرة تحمل التربة وذلك للأساس المعرض لحمل محورى قدره $P = 400$ t ، ذو أبعاد $\ell' = 4.8$ ms ، $B' = 2.9$ ms
- معادلة هانسن هى

$$q_{ult} = N\,N_c\,S_c\,d_c\,i_c + q_o\,N_q\,S_q\,d_q\,i_q + \frac{1}{2}\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,S_\gamma\,d_\gamma\,i_\gamma$$

- وبالتعويض عن قيم هذه المعادلة

$C = 2\ t/m^3$

وبدلالة $\phi = 20^\circ$ يتم إيجاد قيم (N_c) ، (N_q) ، (N_γ) من الجدول (٥-١٦)

$$\therefore \quad N_c = 14.83 \quad , \quad N_q = 6.4 \quad , \quad N_\gamma = 3.54$$

- ، معاملات الشكل (S) من الجدول (٥-١٣) قاعدة مستطيلة

$$S_c = 1 + 0.2\,B' / \ell' = 1 + 0.2 \times \frac{2.9}{4.8} = 1.12$$

$$S_q = 1 + 0.2\,B' / \ell' = 1 + 0.2 \times \frac{2.9}{4.8} = 1.12$$

$$، \quad S_\gamma = 1 - 0.4\,B' / \ell' = 1 - 0.4 \times \frac{2.9}{4.8} = 0.76$$

- ، معاملات العمق (d) من الجدول (٥-١٤) ، $D_f = 3.0$ m

$$d_c = 1 + \frac{0.35\,D_f}{B} = 1 + \frac{0.35 \times 3.0}{3.0} = 1.35$$

، $d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} = 1.35 - \frac{1.35 - 1.0}{6.4} = 1.30$

، $d_\gamma = 1.0$

- ، معاملات الأرض (Ground factors) (g) حيث الأرض مسطحة أفقية

Take $g_c = g_g = g_\gamma = 1.0$

- ومعاملات القاعدة (Base factors) (b) حيث الأرض مسطحة :

Take $b_c = b_q = b_\gamma = 1.0$

- ومعاملات الميل (Inclination factors) (i)

$i_c = 1.0$, $i_q = 1.0$, $i_\gamma = 1.0$

، $1.8 \times 3.0 = 5.4 \ t/m^2 = \gamma D_f = (q_o)$

- وبالتعويض عن هذه القيم فى المعادلة العامة

$$\therefore \quad q_{ult} = 2 \times 14.83 \times 1.12 \times 1.35 \times 1.0 + 5.4 \times 6.4 \times 1.12 \times 1.3 \times 1.0 + \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2.9 \times 3.54 \times 0.76 \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 44.85 + 50.32 + 7.02 = 102.19 \ t/m^2$$

$$q_{n\,ult} = q_{ult} - \gamma D_f = 102.19 - 1.8 \times 3 = 96.79 \ t/m^2$$

$$q_{safe} = \frac{q_{n\,ult}}{F} + \gamma D_f = \frac{96.79}{3} + 1.8 \times 3 = 37.66 \ t/m^2$$

- يتم حساب أقصى حمل محورى تتحمله القاعدة التخيلية $(B` \times \ell)$ بضرب الإجهاد المسموح به $q_{safe}$ × المساحة $(A` = B` \times \ell)$

i.e. $P_{u\,safe} = 37.66 \times 4.8 \times 2.9 = 524 \ t$

أى أنها تتحمل ٥٢٤ طن وهو أكبر من الحمل الفعلى المؤثر عليها وقدره ٤٠٠ طن إذن القاعدة بأبعاد (٣×٥) م آمنة لمقاومة هذه الأحمال المؤثرة عليها نتيجة لــ (P) ، (M_x) ، (M_y).

ملحوظة:

فى الواقع أنه علاوة على التأكد من أن تحميل التربة يكون فى حدود الأمان ضد انهيارها بالقص، إلا أننا يجب أن نتأكد أيضاً من أمانها ضد الهبوط نتيجة لتضاغط

وتصلب الطبقات السفلية للتربة بحيث لا يتعدى الهبوط الناتج من تأثير الأحمال قيم مناسبة يتحملها المبنى وبالتالى فإن الجهد الآمن والصافى المسموح به للتربة يجب أن يوفر الأمان ليس فقط ضد انهيار التربة وبالتالى ضد انهيار الأساس والمبنى ولكن أيضاً ضد هبوط الأساس والمبنى هبوطاً غير ملائماً ومناسباً للمبنى نفسه والمبانى والخدمات المجاورة والمتاخمة له.

٥-٢٠ تعيين وتقدير قدرة تحمل التربة من الاختبارات الحقلية:
5-20 Determination of Soil Bearing Capacity from In-Situ Tests:

يمكن تقدير قدرة تحمل التربة عن طريق إجراء بعض الاختبارات الحقلية بالموقع ومن هذه الاختبارات الشائعة ما يلى :

١- اختبار لوح التحميل (Plate loading Test).

٢- اختبار الاختراق القياسى (Standard Penetration Test) (S.P.T).

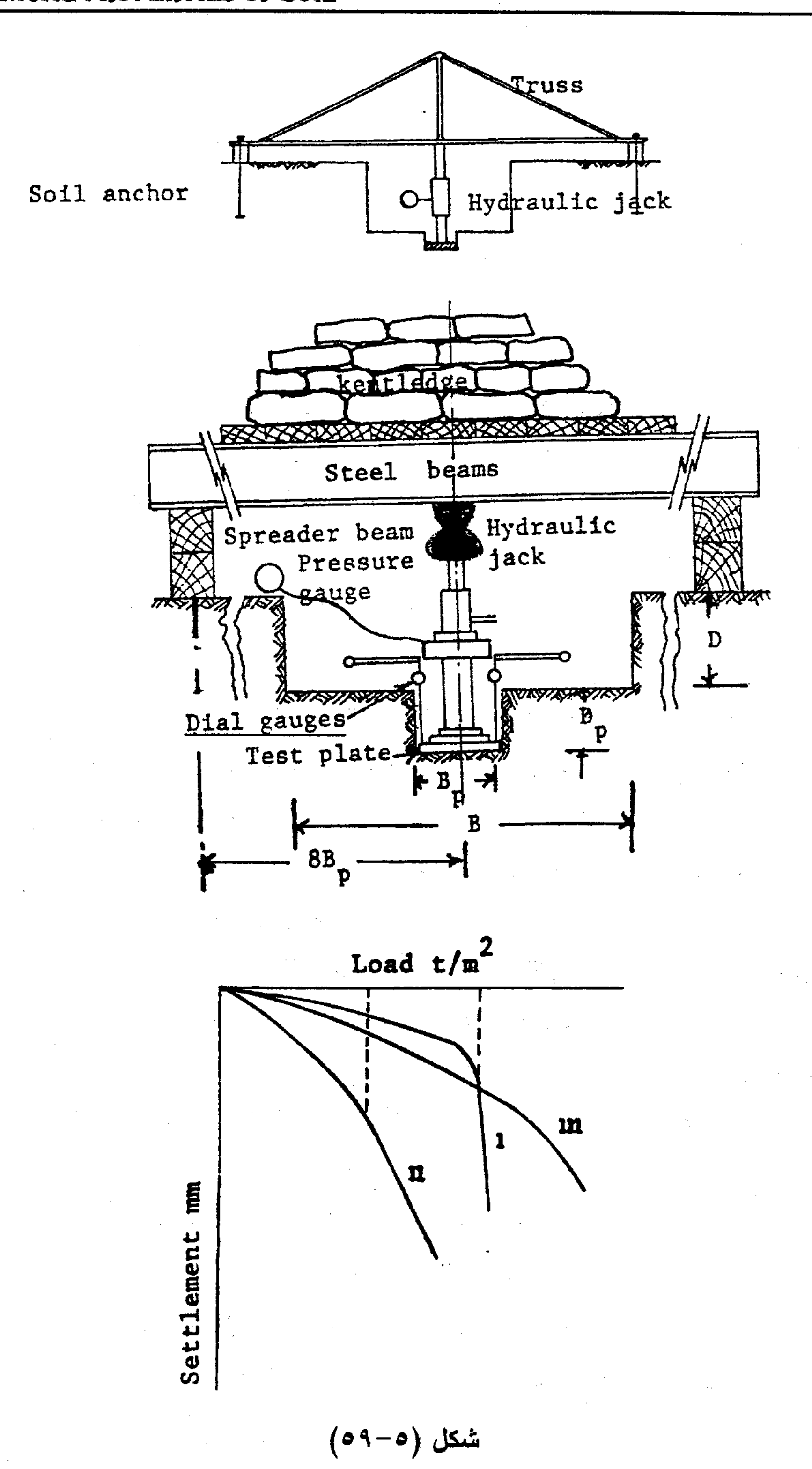
٥-٢٠-١ اختبار لوح التحميل *(Plate Loading Test)*:

❁ ***الغرض من الاختبار:***

الغرض من الاختبار هو تعيين أقصى قدرة تحميل للتربة عند منسوب التأسيس بالموقع (q_{ult}) للتحقق من القيمة المفروضة والمقترحة والمعطاة بالكودات المختلفة لتصميم الأساسات.

❁ ***طريقة الاختبار:***

- تتلخص طريقة الاختبار بتحميل لوح جاسئ من الصلب (بأبعاد تتراوح من ٣٠ سم إلى ٧٥ سم حسب ظروف الموقع) وهذا اللوح يرتكز على السطح العلوى للتربة المراد قياس قدرة تحملها داخل حفرة وليكن مثلاً عند منسوب التأسيس المقترح كما هو مبين بالشكل (٥-٥٩).


Truss
Soil anchor
Hydraulic jack
kentledge
Steel beams
Spreader beam
Hydraulic jack
Pressure gauge
D
Dial gauges
Test plate
B
8B
Load t/m2
m
1
n
Settlement mm

شكل (٥-٥٩)

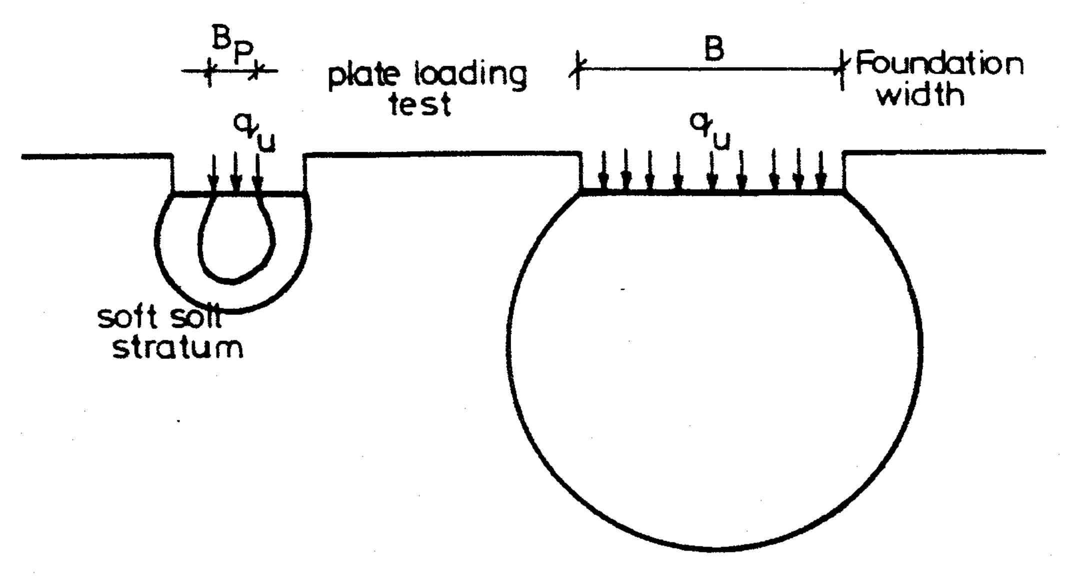
- يتم تحميل اللوح إما بأحمال ميتة أو من خلال هيدروليك جاك يؤثر بضغط ضد رد فعل ألواح تحميل أو جمالونات من الحديد كما هو مبين.
- يـــتم التحمـــيل ببطئ بمعدل يعادل ١/٥ قدرة التحميل الآمنة أو ١/١٠ من قـــيمة أقصى قدرة تحميل مقدرة ومحسوبة طبقاً للحسابات النظرية وذلك حتى الوصول إلى نقطة الانهيار.
- تحـــت تأثير الأحمال المؤثرة يتم قياس هبوط لوح التحميل (Settlement) وذلك باستخدام مقاييس انفعال ذات دقة حتى ٠,٠٢ مم.
- يتم تسجيل وقراءة عدادات الهبوط عند كل زيادة من الحمل وعند كل ١٢ ساعة من لحظة التأثير بالحمل.
- يـــتم الاستمرار فى قياس وتسجيل مقدار الهبوط المصاحب لكل حمل حتى يصـــبح معدل الزيادة فى الهبوط أقل من ٠,٠٢ مم لكل ساعة وعندئذ يتم إيقاف التجربة.
- يـــتم رسم العلاقة بين قيمة الحمل المؤثر ومقدار الهبوط المناظر له وذلك بمقـــياس رسم مناسب ويفضل أن يكون مقياس رسم لوغاريتمى بالنسبة للحمل كما هو وموضح بالشكل (٥-٥٩) حيث:
  - المنحـــنى (I) وفـــيه نقطة محددة للانهيار (ثبوت الحمل مع زيادة مطردة للهبوط).
  - المنحنى (II) وفيه تحدد نقطة الانهيار عندما تصبح وتميل العلاقة أشبه بخط مستقيم يمس منحنى البداية.
  - المنحنى (III) وفيه لا توجد نقطة محددة للانهيار وعليه يتم فرض هـــذه النقطة بأنها النقطة المناظرة لحدوث هبوط قدره ١/٥ عرض لـــوح التحميل بالمم وبذلك يتم تحديد قدرة تحمل اللوحة بأنه الحمل المناظر لنقطة الانهيار حسب طبيعة المنحنى.
- هـــذا وتجـــدر الإشارة إلى أنه إذا لم يحدث انهيار للتربة تحت حمل يعادل ثلاثـــة أمـــثال الحمـــل التصـــميمى للقاعدة أو الأساس فإنه يكتفى بإنهاء الاختبار عند هذا الحد وبالتالى يعتبر الحمل التصميمى للقاعدة أو الأساس آمن ضد كل من المقاومة والهبوط.

ملحوظات واعتبارات عامة وهامة لاختبار لوح التحميل:

- يفضل إجراء هذا الاختبار فى الموقع غند منسوب التأسيس المقترح وذلك فى حالة تربة متجانسة لعمق كبير، أما إذا كانت التربة متعددة الطبقات فيجب إجراء هذا الاختبار عند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس المقترح أسفل منسوب التأسيس وترسم العلاقة بين الحمل المؤثر وهبوط اللوحة كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠) ويتم تحديد قدرة التحمل القصوى للوحة من المنحنى عند نقطة الانهيار كما ذكرنا وهى النقطة التى يحدث عندها تغييراً كبيراً فى ميل المنحنى وكما ذكرنا سابقاً حسب منحنى العلاقة بين الحمل والهبوط المناظر للوحة.
- إن التأثير بالحمل على لوح التحميل ينتج عنه بصلة الضغط المعروفة (pressure bulb) ، حيث يفترض أن يمتد تأثير الإجهادات الرأسية على التربة أسفل لوح التحميل حتى عمق يعادل حوالى ١,٥ مرة عرض اللوح ($B_{p'}$) كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠) لذلك فإن نتائج اختبار التحميل تعبر عن مقاومة القص (shear strength) وهبوط التربة فى حدود تأثير بصلة الضغط المصاحبة ونتيجة فقط للوح التحميل، الأمر الذى يختلف الوضع فى حالة الأساس الحقيقى حيث أن بصلة الضغط وتأثير الإجهادات الرأسية على طبقات التربة أسفل الأساس الحقيقى يكون أعمق وأكبر من نظيره نتيجة للوح التحميل كما هو مبين بالشكل (٥-٦٠)، ولذلك يتضح أنه فى حالة وجود طبقة ضعيفة من التربة بعد عمق أكبر من منطقة تأثير بصلة اللوح فإنها سوف لا تؤثر على نتيجة الاختبار وبالتالى فإن النتائج المتحصل عليها تعتبر غير حقيقية، وبالتالى فإن اختبار لوح التحميل لا يمثل الحالة الحقيقية للتحميل. ولهذا السبب فإنه يتطلب الأمر فى هذه الحالة تنفيذ جسات استكشافية لأعماق كبيرة بغرض الحصول على معلومات كافية عن تتابع ونوعية وسمك طبقات التربة مع إجراء الاختبار

فى هذه الحالة عند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس كما شرحنا سابقاً.

- ويـــنطوى اختـــبار التحميل باللوحة على بعض العيوب، فمثلاً يؤثر وجود بعض جيوب التربة الضعيفة قريباً من منسوب التأسيس تأثيراً كبيراً على نـــتائج الاختـــبار بيـــنما يكون تأثير هذه الجيوب محدوداً فى حالة أساس عريض نسبياً.



شكل (٥-٦٠) طبيعة اختبار لوح التحميل وعلاقته بالتحميل الفعلى للأساس

۞ *تقدير قيمة التحمل القصوى وأقصى هبوط للأساسات الضحلة:*

يمكـــن استخدام نتائج اختبار التحميل باللوحة لتقدير كل من قدرة التحمل القصوى وأقصى هبوط للأساسات الضحلة وفقاً لنوع التربة كما يلى :

أ) فى حالة التربة المتماسكة $(\phi = 0)$:

- إن اختـــبار لوح التحميل فى هذا النوع من التربة لا يعبر ولا يعطى قيمة مناســـبة وحقيقـــية لأقصى هبوط وذلك نتيجة للتصلب المحتمل لهذا النوع مـــن الـــتربة والـــذى يستمر مدة طويلة أطول من مدة إجراء اختبار لوح التحميل.

- يمكـن تقديـر قـيمة هـبوط الأساسات بدلالة الهبوط المرصود من لوح الـتجربة وذلك فى حالة التربة الطينية المتجانسة والمشبعة بالمياه وذلك لعمـق يـتراوح مـا بيـن مرتيـن إلـى مرتين ونصف عرض الأساس $(2.0\ B \longrightarrow 2.5\ B)$ وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$\text{هبوط الأساس} = \text{هبوط اللوح} \times \frac{\text{عرض الأساس}}{\text{عرض اللوح}}$$

i.e. $$S_{footing} = S_{plate} \times \frac{B_{footing}}{B_{plate}}$$ *

- تبيـن أن أقصـى قدرة تحمل لهذه النوعية من التربة المتماسكة لا تعتمد علـى أبعـاد اللوح الأمر الذى يمكن القول بأن قدرة تحمل الأساس تعادل قدرة تحمل لوح التحميل.

i.e. $q_{ult\ footing} = q_{ult\ plate}$

ب) فى حالة التربة الغير متماسكة $(C = 0)$:

- إن هـبوط الأسـاس المرتكز على تربة رملية غير متماسكة يمكن تقدير قيمـته وقياسه من نتائج اختبار لوح التحميل حيث توجد علاقة بين هبوط الـرمل تحت الأساس $(S_{footing})$ ذو العرض (B) وذلك نتيجة ضغط معين لوحدة المساحات من القاعدة والهبوط الناتج من لوح التحميل (S_{plate}) ذو الأبعاد ٣٥ × ٣٥ سم وذلك تحت نفس قيمة الضغط المؤثر على الأساس وهذه العلاقة هى :

$$S_{footing}\ (\text{هبوط الأساس أو الرمل})_{cm} = S_{plate}\ cm\ (\text{هبوط اللوح}) \times \left[\frac{(\text{ضعف عرض اللوح})\ 2\ B}{\text{عرض اللوح}\ (B) + ٣٥}\right]^2$$ *

وأن جميع الوحدات فى هذه العلاقة بالسم.

- إن قدرة التحمل القصوى للتربة الغير متماسكة (رمل أو زلط) تعتمد بصفة أساسـية علـى أبعاد لوح التحميل الأمر الذى يمكن تقدير هذه القدرة من المعادلة التالية :

$$q_{ult\ footing} = q_{ult\ plate} \times \left(\frac{B_{footing}}{B_{plate}}\right) \quad .... \quad (5\text{-}43) \quad *$$

قدرة تحمل الأساس أو التربة أسفل الأساس = قدرة تحمل لوح التحميل × (عرض الأساس / عرض لوح التحميل)

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب الحذر عند استخدام هذه المعادلة السابقة حيث أنها قد لا تعطى نتائج صحيحة فى حالة وجود فرق كبير بين عرض الأســاس وعرض اللوحة نظراً لتأثر قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة بمستوى الإجهادات المؤثرة. ولذلك يفضل إجراء عدة اختبارات باستخدام مقاســات مخــتلفة للوحــة لاســتنباط علاقة أكثر دقة بين العرض وقدرة التحميل.

ج) فى حالة التربة $(C - \phi)$:

- فــى حالــة الــتربة ذات مقاومة تماسك ومقاومة للاحتكاك والمعروفة بــ $(C - \phi)$ soil فإنه يمكن تقدير قدرة تحمل هذه النوعية من التربة باستخدام اختــبار لوح التحميل بالطريقة المقترحة بواسطة معادل هاوزل (Housel) وهى :

$$V = A\,q + P\,S \quad .... \quad (5\text{-}44) \quad *$$

حيث (V) : هــو مقــدار الحمــل الكلى الرأسى المؤثر على المساحة المعرضة للتحمــيل (A) ســواء مساحة اللوح أو مساحة القاعدة أو الأساس (معلوم)

، (q) : قدرة تحمل التربة أسفل لوح التحميل أو الأساس أى أسفل المساحة (A) (مجهول)

، (P) : محيط اللوح المعرض إلى قص رأسى (معلوم)

، (S) : قيمة محيط القص (primeter shear) (مجهول)

وهــذه الطــريقة تتطلب الحصول على معلومات مناظرة لاختبارين من اختبارات تحمــيل اللوح وذلك حتى يمكننا تعيين المجاهيل (q) ، (S) كما سوف يتضح من المثال التالى.

مثال:

باســتخدام طريقة هاوزل المطلوب تعيين أبعاد قاعدة أساس مربعة الشكل تــتحمل حمــل قدره P = 60 t وكانت نتائج اختبار تحميل باللوح على التربة عند منسوب التأسيس لتجربتين كالآتى :

- لوح أبعاده ٣٥ × ٣٥ سم وتحت حمل قدره ٥,٦ طن كان الهبوط المناظر هو ١,٠٠ سم
- لوح أبعاده ٥٠ × ٥٠ سم وتحت حمل قدره ١٠ طن كان الهبوط المناظر هو نفس الهبوط السابق

الحل:

معادلة هاوزل هى

$\because \quad V = A\,q + P\,S$

وبتطبــيق نتائج اختبارات التحميل باستخدام معادلة هاوزل نحصل على معادلتين فى كل من (q) ، (S) كما يلى :

$\therefore \quad 5.6 = 0.35 \times 0.35 \times q + 4 \times 0.35\,S$

$\therefore \quad 5.6 = 0.123\,q + 1.4\,S$ .... (i)

، $10 = 0.5 \times 0.5 \times q + 4 \times 0.5\,S$

$\therefore \quad 10 = 0.25\,q + 2.0\,S$ .... (ii)

وبحل هاتين المعادلتين $\therefore \quad q = 26.9\ t/m^2$ ، $S = 1.63\ t/m^2$

وبتطبيق معادلة هاوزل على القاعدة المربعة لنفس نوعية التربة وخواصها

وبفرض عرض الأساس هو B $\longleftarrow$ $P = B^2\,q + 4\,B\,S \quad \therefore$

وبالتعويض عن قيم (S) ، (q)

$\therefore \quad 60 = B^2 \times 26.9 + 4\,B \times 1.63$

$\therefore \quad 26.9\,B^2 + 6.52\,B - 60 = 0$

$\therefore \quad B^2 + 0.24\,B - 2.23 = 0$

$$\therefore \quad B = \frac{-0.24 \pm \sqrt{(0.24)^2 + 4 \times 1 \times 2.23}}{2} = \frac{-0.24 \pm 3.0}{2} = 1.38\ \text{ms}$$

أى أن عرض القاعدة المطلوب لمقاومة الحمل الواقع عليها هو B = 1.4 ms أى القاعدة بأبعاد ١,٤٠ × ١,٤٠ م لأقرب مم.

٥-٢٠-٢ اختبار الاختراق القياسى *(Standard Penetration Test) (S.P.T)*:

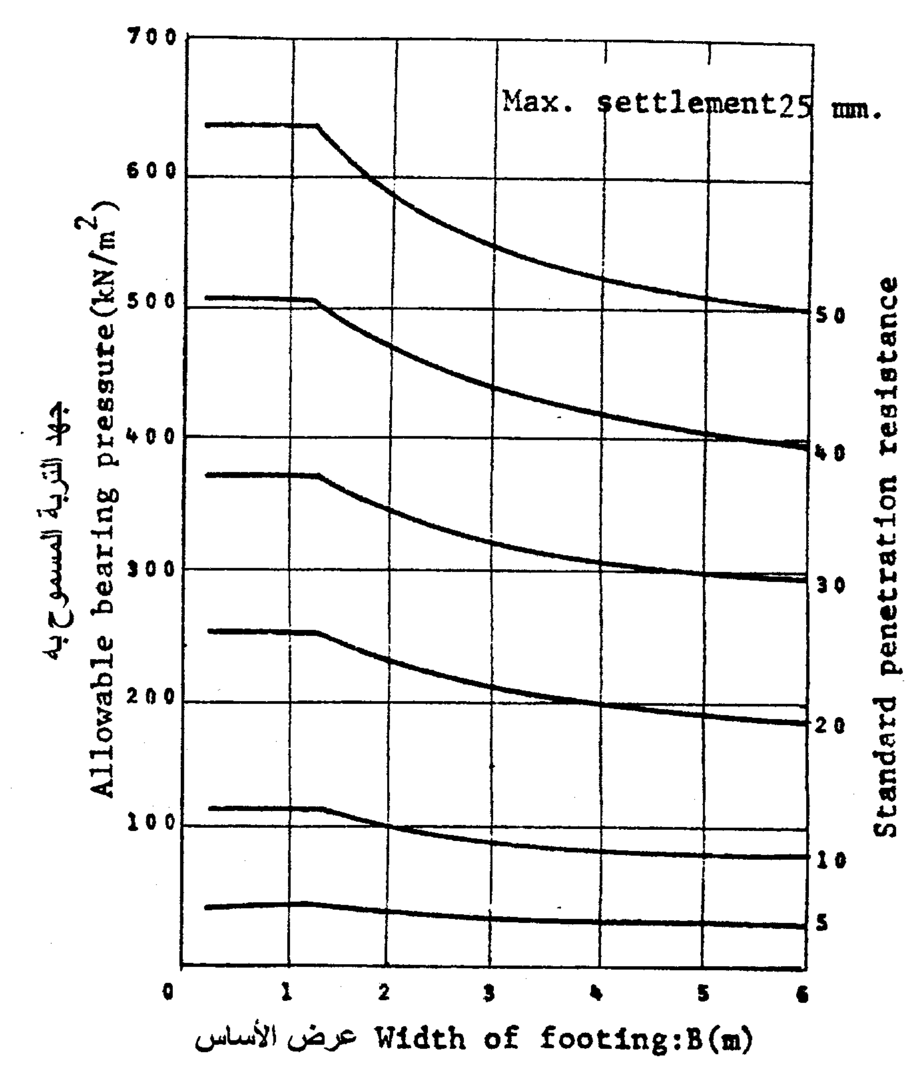
- كما ذكرنا هذا الاختبار وهو أشهر أنواع المحبسات بالدق بند (٢-٣-٣-جـ) حيث فى هذا الاختبار تدق ملعقة ملعقه قياسية (Standard sampler) فى قاع الجسة بواسطة مندالة وزنها ٦٢,٥ كجم تسقط من ارتفاع حر ٧٦ سم. يرصد عدد الدقات (N) اللازم لاختراق الملعقة التربة مسافة ٣٠ سم ويسمى العدد القياسى للدقات.
- تستخدم نتائج اختبار الاختراق القياسى التى تجرى فى جسة أو مجموعة جسات فى الموقع وذلك إذا كانت التربة فى الموقع تتكون من الطبقات الرملية وذلك فى تحديد الجهد الصافى الآمن المسموح به لتأسيس الأساسات الضحلة باعتبار أن هبوط الأساسات سيكون ٢٥ مم حيث أنه بمعلومية (N) عدد الدقات يمكن إيجاد وتقدير قيمة وحساب قدرة تحمل التربة المسموح بها بوحدات كيلو نيوتن/م٢ وذلك من منحنيات ترزاجى وبيك (Terzaghi & Peck Charts)- شكل (٥-٦١) بدلالة عرض الأساس (B) بالمتر.

ملحوظات واعتبارات عامة عند استخدام نتائج اختبار الاختراق القياسى لتقدير قدرة تحمل التربة [القيود على استخدام المنحنى - شكل (٥-٦١)]:

١- المنحنى بالشكل (٥-٦١) والذى يبين العلاقة بين قدرة تحمل التربة المسموح بها وعدد الدقات وعرض الأساس مبنى على أساس وفرض أن منسوب المياه الجوفية على عمق (B) وهو عرض الأساس أسفل منسوب التأسيس وعليه فإنه

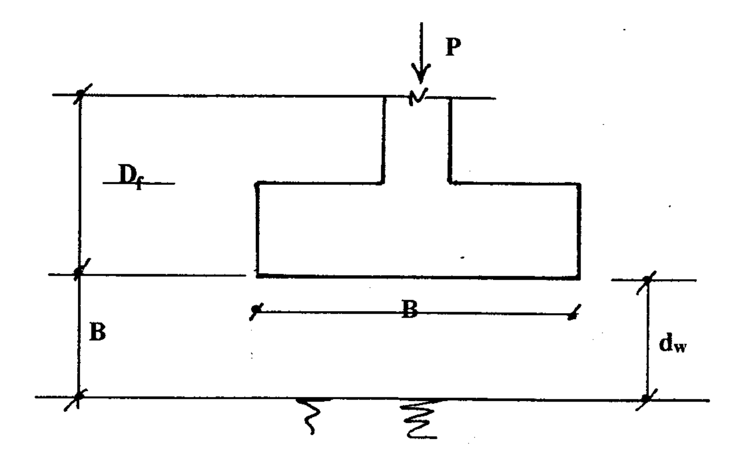
إذا مـــا كـــان منســـوب المياه الجوفية على بعد أقل من الطول (B) وهو عرض الأســـاس فإنه فى هذه الحالة يتم عمل تصحيح لقدرة تحمل التربة المسموح بها والمســـتخرجة من هذا الشكل وذلك بضربها فى معامل تأثير المياه الجوفية (w_γ) وهو أقل من الواحد ويتم تعيينه

$$w_\gamma = 0.5 + \frac{d_w}{B} \times 0.5 \le 1.0$$



شكل (٥-٦١) منحنى العلاقة بين قدرة تحمل التربة والمسموح بها (q_u) وعدد الدقات (N) وعرض الأساس (B)

حيث d_w هو عمق المياه أسفل منسوب التأسيس بالمتر كما هو موضح بالكروكى التالى



٢- المنحنى بالشكل (٥-٦١) مبنى على أساس هبوط كلى قدره ٢,٥ سم وعليه فإن قدرة تحمل التربة المناظرة لهبوط كلى آخر مقداره (S) يمكن تقديرها بفرض العلاقة خطية أى أن :

$$q_{all\,2.5} \times 2.5 = q_{all\,S} \times S$$

حيث $(q_{all\,2.5})$ هو جهد التربة المسموح به المناظر لهبوط كلى قدره ٢,٥ سم

، $(q_{all\,S})$ هو جهد التربة المسموح به المناظر لهبوط كلى قدره S سم

٣- إذا كان الأساس من اللبشة ومنسوب المياه الجوفية على عمق لا يقل عن عرض اللبشة أسفل منسوب التأسيس يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به ما يعادل ضعف القيمة التى نحصل عليها من الرسم البيانى فى الشكل (٥-٦١). وإذا كانت المياه الجوفية عند منسوب التأسيس أو أعلاه يكون جهد التربة الصافى المسموح به هو نفس القيمة التى نحصل عليها من الرسم وبخلاف ذلك يتم عمل التصحيح اللازم كما ذكرنا سابقاً.

٤- إذا كان عدد الدقات (N) أكبر من (١٥) $(N > 15)$ نوصى بعمل التصحيح اللازم لهذا العدد وذلك نتيجة للرقم الغير صحيح المصاحب لضغط المياه المتولدة بين الفراغات وذلك كالآتى :

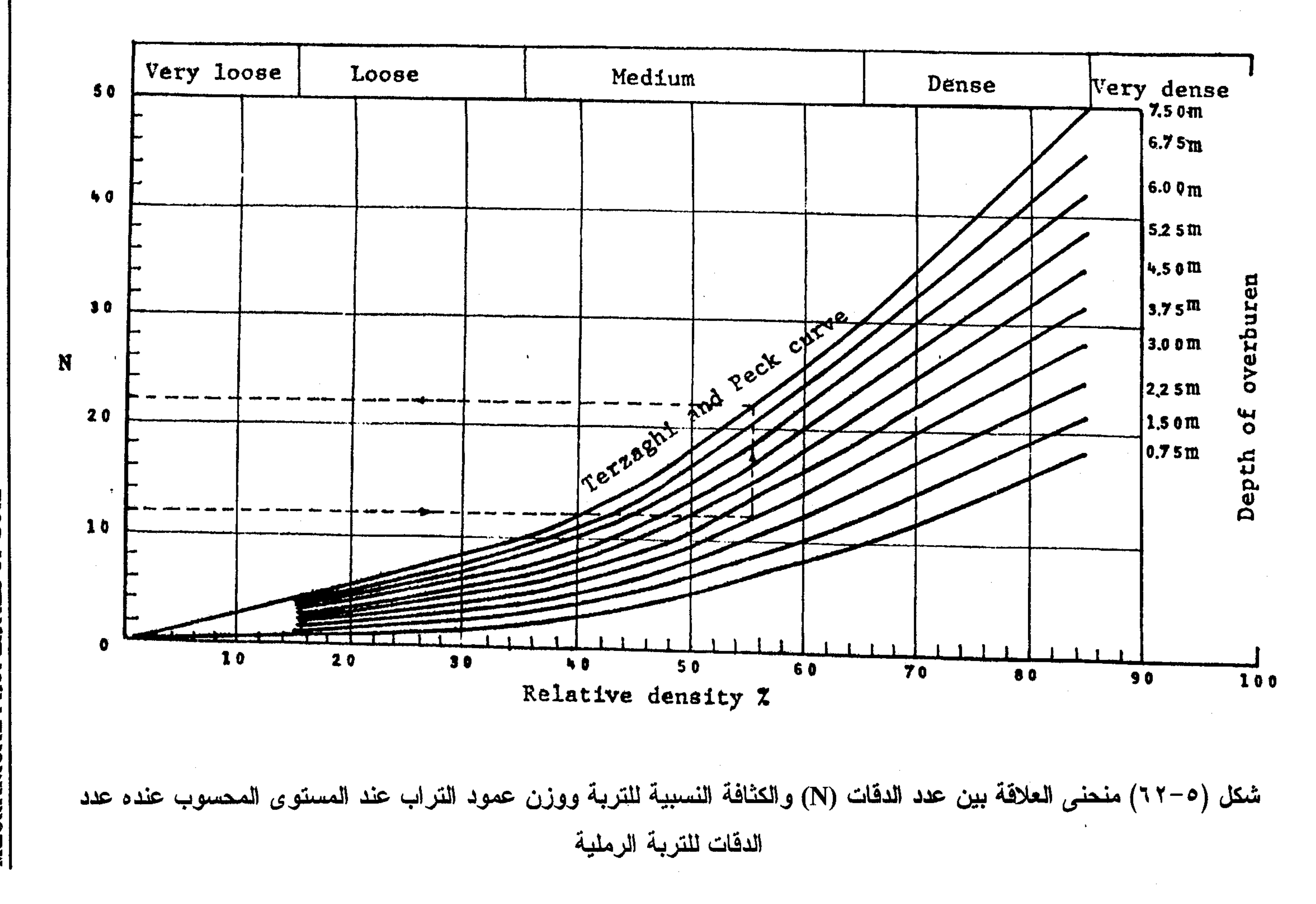
عدد الدقات الصحيح (N_{cor}) = ١٥ + ٠,٥ (عدد دقات الاختبار (N) - ١٥)

أى أنـــه إذا كان عدد دقات الاختبار يعادل (٣٠) فإن عدد الدقات الصحيحة يعادل [١٥ + ٠,٥ (٣٠ - ١٥)] أى ٢٢,٥ - N_{cor}

وبعد ذلك يتم استخدام الشكل والمنحنى (٥-٦١).

٥- إن عـــدد الدقـــات (N) الـــذى يؤخـــذ فى الاعتبار عند تقدير قيمة الجهد الصافى المسموح للتربة باستخدام المنحنى بالشكل (٥-٦١) هو العدد الذى يعبر عن أقل متوســـط لعـــدد الدقات المصححة التى تم الحصول عليها خلال المسافة من عمق التأســـيس إلـــى عمق التأسيس مضافاً إليه عرض القاعدة وذلك لجميع الجسات المنفذة.

٦- المنحـــنى بالشـــكل (٥-٦١) مبنى على أساس عدد الدقات (N) بدون أخذ تأثير وزن عمـــود الـــتراب (overburden pressure) فوق منسوب التأسيس حيث أن هـــذا له تأثير كبير ومحسوس على رقم الاختراق (N). فمثلاً للتربة الرملية التى لها نفس درجة الكثافة النسبية (relative density) تعطى عدد دقات اختراق كبير عـــند الأعمـــاق الكبـــيرة بالمقارنة بالأعماق الصغيرة لنفس التربة، الأمر الذى يستلزم ضرورة عمل التصحيح اللازم لأخذ وزن عمود التربة الفعال فى الاعتبار. ويبيـــن الشـــكل (٥-٦٢) العلاقـــة بين عدد الدقات (N) والكثافة النسبية للتربة الرملية وعمق عمود التربة الفعال عند النقطة أو المستوى المقدر عنده والمناظر لعدد الدفات (N)، فى هذا المنحنى والشكل (٥-٦٢) المبين عليه منحنى ترزاجى وبيك وهو المنحنى المناظر لعمق عمود تربة فعال قدره ٧,٥ م لتربة رملية جافة أى عـــند وزن عمود تراب قدره (γ D) يعادل ١,٩ × ٧,٥ = ١٤,٢٥ طن/م٢. لذلك يجب ضرورة عمل التصحيح الملائم والمناظر لأخذ وزن عمود التربة الفعال فى الاعتبار واختلافه عن القيمة التى بنى عليها منحنى ترزاجى وبيك كما سوف يرد فى المثال التالى.



شكل (٥-٦٢) منحنى العلاقة بين عدد الدقات (N) والكثافة النسبية للتربة ووزن عمود التراب عند المستوى المحسوب عنده عدد الدقات للتربة الرملية

مثال:

المطلـــوب تعيين وتقدير قيمة جهد التربة المسموح به لتربة رملية أسفل قاعدة أبعادهـــا ٣,٥ × ٣,٥ م ومنسوب تأسيسها هو ٣,٠٠ متر مع العلم بأن منسوب المياه الجوفية على عمق ٢,٥ م أسفل منسوب سطح الأرض وأن عدد الدقات لجهاز الاختراق القياسى هو (١٤).

الحل:

- يـــتم تصـــحيح عـــدد الدقـــات (N) لـــيأخذ فى الاعتبار تأثير وزن عمود التراب (overburden pressure) وذلك كالآتى :

∵ $N = 14$ عـــند عمـــق تأسيس يعادل ٣,٠٠ متر وباستخدام المنحنى شكل (٥-٦١) وبدلالـــة $N = 14$ وعمق ٣,٠٠ متر يتم إيجاد (N) المصححة المناظرة لترزاجى (عند عمق ٧,٥ متر) حيث $N = 24$

- ومن منحنى الشكل (٥-٦١) بدلالة كل من ($N = 24$) المصححة وعرض الأساس $B = 3.5$ m يـــتم إيجاد قيمة جهد التربة المسموح به (q_{all}) وهى تعادل ٢٤ كيلو نيوتن/م٢ أى ٢,٤ كجم/سم٢.
- يـــتم تصـــحيح جهـــد التربة المسموح به (q_{all}) ليأخذ فى الاعتبار تأثير منسوب المـــياه الجوفـــية وهـــو علـــى عمـــق يعادل ٠,٥ متر أسفل منسوب التأسيس ($d_w = 0.5$ m) وعليه فإن معامل التصحيح

$$w_\gamma = 0.5 + 0.5 \times \frac{d_w}{B}$$
$$= 0.5 + 0.5 \times \frac{0.5}{3.5} = 0.57$$

أى أن جهد التربة المسموح به يعادل

$$q_{all} = 0.57 \times 2.4 = 1.37 \ \text{kg/cm}^2$$

٥-٢١ تقدير قدرة تحمل التربة المسموح بها طبقاً لكودات التصميم للأساسات:

5-21 *Safe Bearing Capacity for Soils According to Foundation Design Building Codes:*

★ كما هو معروف أن هناك عوامل عديدة ومختلفة تؤثر على قدرة تحمل التربة للأساسات بالإضافة إلى أنه لا يمكن تقدير قدرة التحمل المسموح به معتمدة فقط على المقاومة القصوى للتربة دون أخذ تأثير الهبوط فى الاعتبار الأمر الذى يمكن القول بأنه من الصعب تعميم قيم افتراضية لقدرة التحمل المسموح بها، ولكن لأغراض التصميم المبدئى فإنه من الأهمية بمكان ضرورة أن تتوافر لدى المصمم قيم افتراضية أولية للاسترشاد بها لقدرة تحمل التربة المسموح بها - لذلك فقد وضعت معظم كودات العالم لتصميم الأساسات ومن ضمنها الكود المصرى قيماً استرشادية أولية لقدرة التحمل المسموح بها للتربة وذلك حسب طبيعة ونوع التربة أسفل منسوب التأسيس مع بعض التحفظات الخاصة بذلك كما هو وارد فى الجدول (٥-١٧) حيث أن هذه القيم لم تأخذ فى الاعتبار ما يلى :

١- اختلاف طبقات التربة أسفل الأساس.
٢- حجم وشكل وعمق الأساسات.
٣- نوع وطبيعة المنشأ فوق سطح الأرض.
٤- الخواص الطبيعية والميكانيكية الحقيقية للتربة أسفل الأساسات.

لذلك يجب على المصمم بعد ذلك تحديد هذه الخواص بتجارب حقلية وأخرى معملية لحساب قدرة تحمل التربة الحقيقية ومقارنته بما تم فرضه أولياً طبقاً للقيم المعطاة فى الجدول (٥-١٧) للاسترشاد فقط.

جدول (٥-١٧) القيم التقديرية لقدرة التحمل المسموح بها للتربة والصخور

نوع التربة	وصف التربة		قدرة التحمل (كجم/سم٢)		ملاحظات
صخور (Rocks)	١-صخور مكونة نارية أو متحولة		٧٠		
	٢-صخور رقائقية متحولة (حجر طميي-حجر رملى- حجر جيرى)		٢٠ - ٤٠		
	٣-صخور رخوة		٥ - ١٠		
			جاف	مغمور	
التربة الغير متماسكة Cohesion less soil	١- رمل جيد الدمك أو خليط من رمل وزلط		٣,٥ - ٥	١,٧٥-٢,٥	عرض الأساس لا يقل عن ١,٠٠ م
	٢- رمل سائب وجيد التدرج أو خليط من زلط ورمل سائب		١,٥ - ٣	٠,٥٠-١,٥	
	٣- رمل مدموك وجيد التدرج		١,٥ - ٢	٠,٥٠-١,٥	
	٤- رمل سائب وجيد التدرج		٠,٥-١,٥	٠,٢٥-٠,٥	
التربة المتماسكة Cohesive soil	طين متجانس غير عضوى أو طين رملى أو طين طميى أو طمى طينى	صلد	أكبر من ٤,٠٠		هذه المجموعة عرضة للهبوط نتيجة التضاغط على المدى الطويل (التصلب)
		شديد التماسك	٢,٠٠ - ٤,٠٠		
		متماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠		
		متوسط التماسك	٠,٥ - ١,٠٠		
		ضعيف	٠,٢٥ - ٠,٥		
		ضعيف جداً	أقل من ٠,٢٥		
	طمى غير عضوى أو طمى رملى		١,٠٠ - ٢		

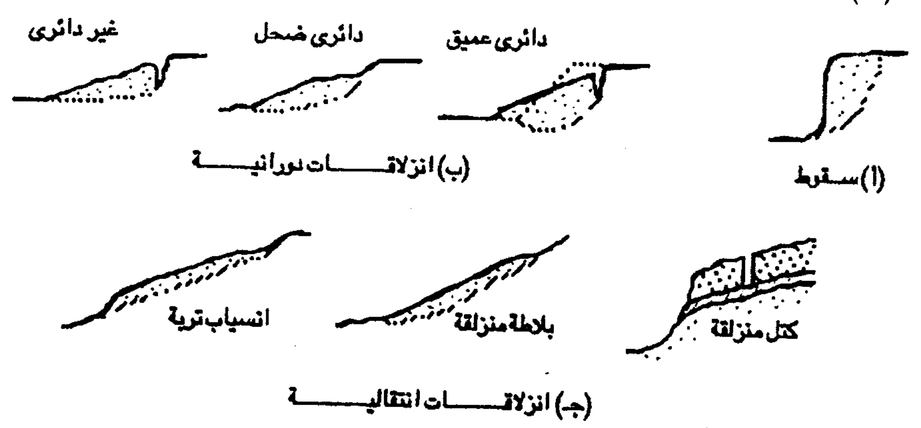
ملحوظة: القيم المعطاة بعاليه تناظر الحالة التى عندها منسوب المياه الجوفية عند منسوب التأسيس أو على عمق أقل من عرض الأساس

٥-٣٣ اتزان ميول الأتربة وحمايتها:

- فى بعض الأحيان قد تتعرض التربة الطبيعية أو المدموكة صناعياً ذات السطح المائل إلى الانهيار. يتمثل هذا الانهيار فى تحرك كتلة علوية من التربة على سطح انزلاق بالنسبة للأرض السفلية الثابتة، حركة كبيرة تغير من شكل الأرض وتؤثر على سلامة المنشآت المجاورة للميل فى أعلاه وعند أسفله.
- إن انزلاق ميول التربة يحدث نتيجة لتأثير الجاذبية الأرضية أو انسياب المياه أو الهزات الأرضية وذلك إذا كانت الإجهادات الناشئة من القوى المسببة لعدم

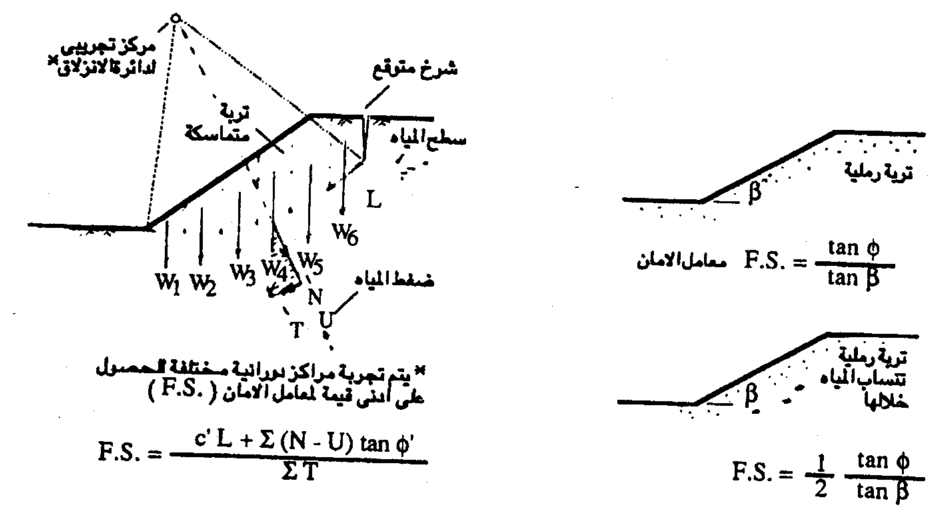
الاتـــزان أكبر من مقاومة القص على أحد أو عدة أسطح ومستويات بالتربة عند هذه الميول.

- يبيـــن الشـــكل (٥-٦٣) بعض أشكال الانهيارات لميول التربة الطينية التى يمكن حصـــرها فى ثلاثة ظواهر هى : السقطات شكل (أ) - الانزلاقات الدورانية شكل (ب) - الانزلاقات الانتقالية.



شكل (٥-٦٣) بعض الأنماط وأشكال الانهيارات الرئيسية لميول التربة الطينية

- فى التربة الرملية يتزن ميل الأرض إذا كانت زاوية الميل أقل من زاوية الاحتكاك الطبـــيعى للتربة (زاوية التريبح الطبيعى ϕ)، أما فى التربة التى لها تماسك فيتم تحليل الاتزان بطرق حسابية مختلفة أبسطها الموضح فى الشكل (٥-٦٤).



$$F.S. = \frac{c' L + \Sigma (N - U) \tan \phi'}{\Sigma T}$$

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

$$F.S. = \frac{1}{2} \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

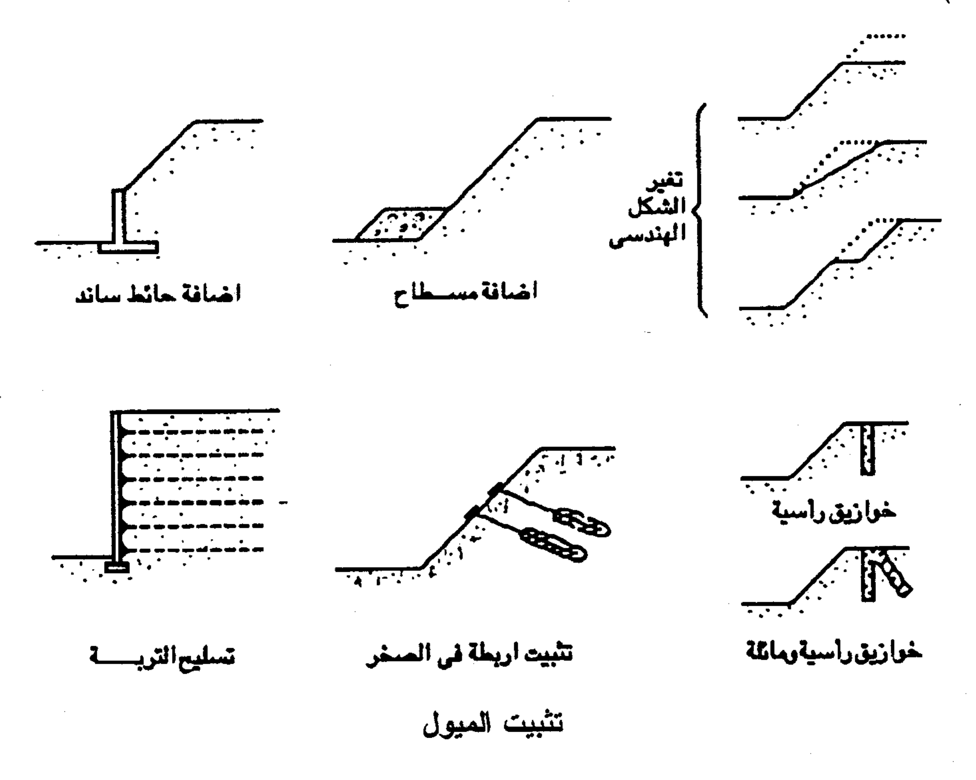
شكل (٥-٦٤) تحليل اتزان ميول التربة الرملية والمتماسكة

- لتثبيت الميول وزيادة معامل الأمان ضد انهيارها يتم عمل الآتى :

(أ) تعديــل الشكل الهندسى للميل بتغيير أبعاده أو بإضافة مسطاح أو باستخدام السند بــالحوائط أو التدعــيم بــالخوازيق الرأسية والمائلة واستخدام الأربطة، الشكل التالى.

(ب) التحكم فى تسرب المياه إلى الميل.

(جـ) الحقن بالأسمنت.



تثبيت الميول

ولحماية الميول يمكن عمل الآتى :

(أ) التدبيش.

(ب) الزراعة.

(جـ) التغطية بالخرسانة.

- يوضح الجدول (٥-١٨) ميول الحفر لأنواع التربة المختلفة حتى تكون متزنة.

جدول (٥-١٨)

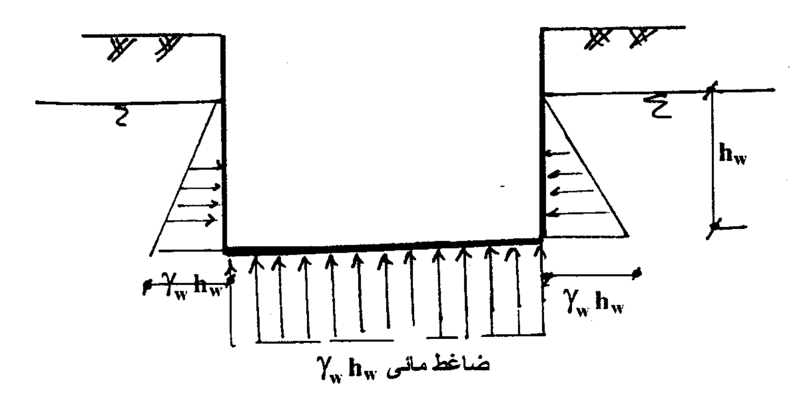
نوع التربة	عمق الحفر		
	أقل من ٥ لتر	٥ - ١٠ متر	أكبر من ١٠ متر
تربة شديدة التماسك	٢ : ١	٢ : ١ ، ١ : ١	١ : ١ مع عمل مساطيح
متوسطة التماسك	١ : ١	١ : ١ ، ٢ : ٣	١ : ٢ مع عمل مساطيح
ضعيفة التماسك	١ : ٢	١ : ١,٥ ، ١ : ٤ أو استعمال مساطيح أو عمل ستاير ساندة أو صفر مرحلى	ستائر ساندة أو صفر مرحلى

٥-٢٣ حركة المياه فى التربة ونفاذيتها:

5-23 Moisture Movement in Soil and Its Permeability:

٥-٢٣-١ مقدمة:

- كمـــا هو معروف من الحقائق العلمية أن المياه الجوفية فى التربة تتحرك داخلها إذا تعرضت لاختلاف فى منسوب المياه على جانبيها وخلال كتلتها وهذا الاختلاف فى منسوب المياه يسمى بالضاغط المائى (hydrostatic pressure). وأن حركة المـــياه هذه تكون سريعة وتكون ملحوظة إذا كانت التربة رملية وتكون بطيئة إذا كانت التربة طمبية أو طينية متماسكة.
- وكمـــثال لذلـــك وبـــيان هذه الحركة فإنه إذا ما حفرنا فى موقع ما بغرض تنفيذ أساســات لمنشأ ما وامتد الحفر أسفل منسوب المياه الجوفية بالموقع نتيجة لذلك ســيتولد ضاغط مائى على جدار الحفر يصل إلى أقصى قيمة له عند منسوب قاع الحفــر وهـــذا الضاغط (وزن عمود الماء أعلى منسوب قاع الحفر) يسبب تحرك المـــياه لتنســاب داخـــل الحفــرة مـــن كل من جوانب وقاع الحفر كما هو مبين بالكروكى - شكل (٥-٦٥).



شكل (٥-٦٥) الضاغط المائى

٥-٢٣-٢ نفاذية التربة:

- إن سرعة حركة المياه فى التربة تعتمد على عدة عوامل هى :
  ١- نفاذية التربة وهى الخاصية التى تتعلق بسماح المياه بالحركة الحرة خلال حبيباتها.
  ٢- مقدار الانحدار الهيدروليكى وهو مقدار الضاغط المائى منسوباً إلى المسافة التى تتحركها المياه فى التربة.

وبذلك يعبر عن ظاهرة حركة المياه فى التربة بقانون يعرف بقانون دارسى (Darsy Eq$^{\underline{n}}$) وهو :

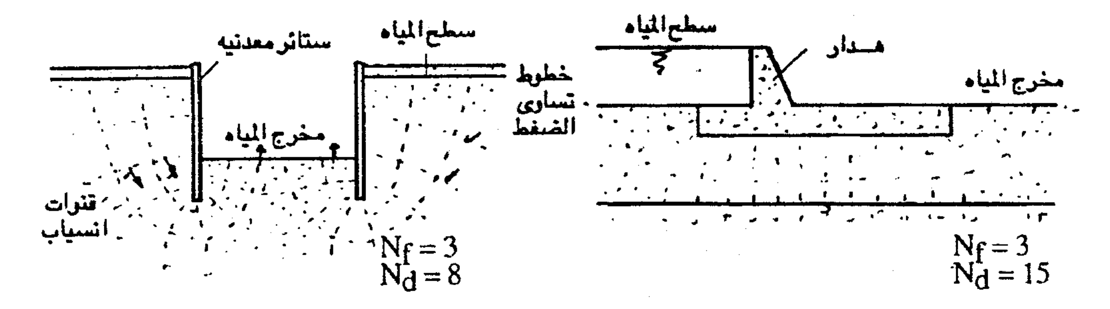
$$V = K . i \qquad .... \qquad (5\text{-}45) \quad *$$

حيث (V) : سرعة المياه فى التربة متر/ث

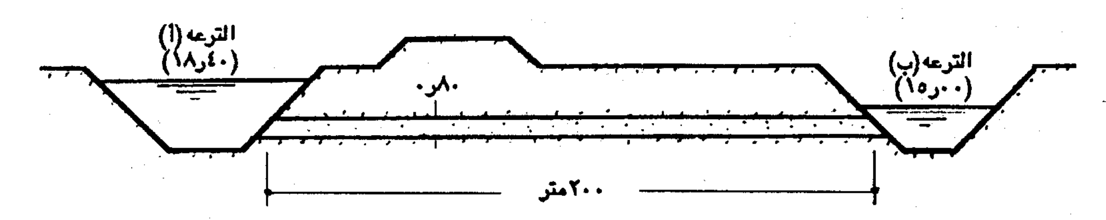
، (K) : معامل نفاذية التربة سم/ث

، (i) : مقدار الانحدار الهيدروليكى = $\dfrac{\text{مقدار الضاغط المائى (متر)}}{\text{المسافة (متر)}}$

- هذا وبمعلومية سرعة المياه فى التربة يمكن حساب مقدار المياه المتجمعة فى مساحة معينة وهو ما يسمى بالتصرف المائى حيث التصرف المائى يعادل مقدار السرعة × المساحة كما سوف يتبين من المثال التالى.
- من أمثلة حركة المياه فى التربة هو حجز المياه خلف الهدارات والسدود وبذلك تتسرب المياه فى التربة من الأمام إلى الخلف أسفل الأعمال الصناعية مثل الهدارات أو قناطر الحجز أو من خارج إلى داخل حفر حول السندات كما هو موضح بالأشكال التالية:



- ومن أمثلة حركة المياه أيضاً هى خلال التربة المحصورة بين مجريين مائيين (أ)،(ب) فى أرض طينية بها طبقة رملية وأن منسوب المياه فى هذين المجريين غير متساوى مما يسبب وجود ضاغط مائى قدره هو فرق الارتفاع فى منسوب المياه بين المجريين وبناء عليه فإنه سوف يحدث سريان للمياه من الترعة (أ) إلى الترعة (ب) وبالتالى فاقد فى المياه من الترعة (أ) إلى الترعة (ب) وهذا الفاقد يعرف بالتصرف ويمكن حسابه كما يلى :



من الشكل :

- الضاغط المائى = ١٨,٤٠ - ١٥,٠٠ = ٣,٤٠ متر
- المسافة بين المجريين = ٢٠٠ متر
- الانحدار الهيدروليكى (i) = $\frac{\text{الضاغط المائى}}{\text{المسافة}} = \frac{٣,٤٠}{٢٠٠}$ = ٠,٠١٧
- بتطبيق قانون دارسى :

سرعة المياه فى التربة = معامل النفاذية للتربة × الانحدار الهيدروليكى

فإذا ما تم فرض معامل نفاذية التربة يعادل ٠,١ سم/ث فإن

سرعة المياه فى التربة = ٠,٠١٧ × ٠,١ = ٠,٠٠١٧ سم/ث = ٠,٠٠٠٠١٧ متر/ث

∴ التصرف (مقدار الفاقد من المياه للمتر الطولى) = السرعة × المساحة
= ٠,٠٠٠٠١٧ × ٠,٨
= ٠,٠٠٠٠١٣٦ م٣/ث/متر طولى
= ١,١٧٥ م٣/يوم/متر طولى

٥-٢٣-٣ تعيين معامل النفاذية للتربة:

- وهذا يتم بطريقتين إما فى المعمل أو فى الموقع

أ) تعيين معامل النفاذية فى المعمل:

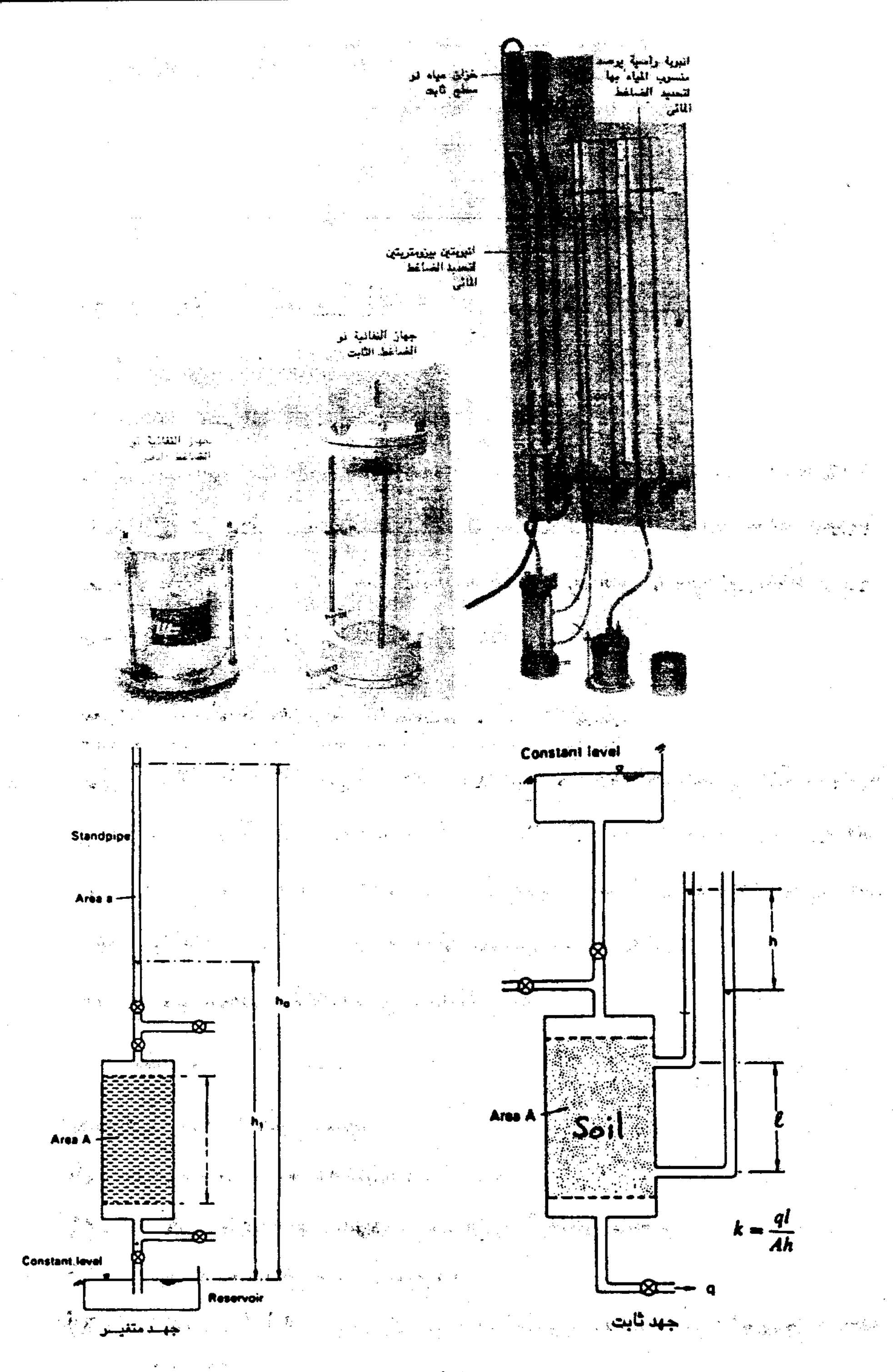
- يتم معامل النفاذية فى المعمل على عينة من التربة باستخدام جهاز النفاذية ذو الضاغط المائى الثابت [وذلك فى حالة التربة عالية النفاذية مثل الرمل ..... الخ] وذو الضاغط المائى المتغير [وذلك فى حالة التربة قليلة النفاذية مثل التربة الطميية أو الطينية].

❂ معامل النفاذية بطريقة الضاغط المائى الثابت:

- يبين الشكل (٥-٦٦) جهاز معامل النفاذية ذو الضاغط المائى الثابت حيث يتم فى هذه التجربة تمرير المياه خلال التربة من خزان علوى سطح المياه به على منسوب ثابت. بعد ذلك تتجمع المياه المنصرفة خلال زمن معين (دقيقة أو أكثر حسب كمية المياه) فى مخبار مدرج.
- يتم حساب معامل النفاذية من المعادلة التالية :

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \qquad \text{............} \qquad (5\text{-}46) \quad *$$

حيث (K) = معامل النفاذية سم/ث
، (V) = حجم الماء المجتمع بالمخبار سم٣
، (L) = طول العينة بين مخرجى الأنابيب الرأسية (سم)
، (A) = مساحة مقطع العينة (سم٢)
، (H) = الضاغط المائى [الفرق بين منسوبى المياه فى الأنابيب الرأسية (سم)]
، (t) = زمن تجميع المياه المنصرفة بالثانية



شكل (٥-٦٦) جهاز النفاذية ذو الضاغط المائى الثابت والمتغير

❁ معامل النفاذية بطريقة الضاغط المائى المتغير:

- فى هذه الحالة يتم استخدام جهاز النفاذية بطريقة الضاغط المائى المتغير والمبين بالشكل (٥-٦٦) حيث يوضع القالب الموضح بالصورة داخل صينية مملوءة بالمياه بحيث يكون منسوب المياه بها أعلى من منسوب أسفل العينة داخل القالب.
- يتم ملئ الأنبوبة الزجاجية الرأسية بالمياه ثم يتم فتح الصمام لتنساب المياه منها إلى أعلى القالب المحتوى على العينة لتخرج من أسفل.
- يكون الضاغط المائى فى هذه الحالة هو فرق منسوب المياه بالصينية من منسوب المياه بالأنبوبة. متغيراً إذ ينخفض سطح المياه بالأنبوبة تدريجياً.
- يتم تسجيل قيمتين للضاغط المائى (H_2) ، (H_1) خلال فترة زمنية مناسبة (t_1).
- يتم حساب معامل نفاذية التربة من المعادلة

$$K = \frac{2.3\,a\,.\,L}{A\,.\,t_1} \log_{10} \frac{H_1}{H_2} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}47) \quad *$$

حيث (K) = معامل النفاذية (سم/ث)

، (a) = مساحة مقطع الأنبوبة الزجاجية (سم٢)

، (L) = طول العينة (سم)

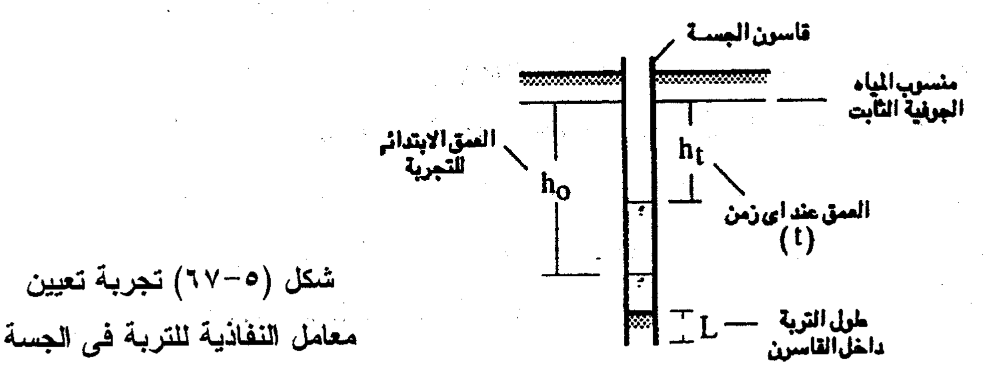
، (A) = مساحة مقطع العينة (سم٢)

، (H_1) ، (H_2) = قيم الضاغط المائى (سم) خلال فترة زمنية (t_1) بالثانية

ب) *تعيين معامل النفاذية بالموقع:*

- يبين الشكل (٥-٦٧) تجربة تعيين معامل النفاذية للتربة أثناء تنفيذ الجسات بالموقع باستخدام طريقتى الضاغط المتغير الصاعد أو النازل.
- عندما يصل عمق الجسة أثناء تنفيذها إلى الطبقة المراد معرفة معامل نفاذيتها يتوقف الحفر لترتفع المياه بالجسة إلى منسوب ثابت وهو منسوب المياه الجوفية.

- يتم سحب المياه من القايسون لعمق مناسب أسفل المياه الجوفية وذلك فى حالة إجراء تجربة الضاغط المتغير الصاعد، أو بالعكس تضاف مياه داخل القايسون لارتفاع مناسب أعلى من منسوب المياه الجوفية فى حالة إجراء تجـربة الضـاغط المتغير النازل. وفى كلتا الحالتين تؤخذ القياسات لفرق منسوب المياه داخل وخارج الجسة فى أزمنة مختلفة شكل (٥-٦٧).



شكل (٥-٦٧) تجربة تعيين معامل النفاذية للتربة فى الجسة

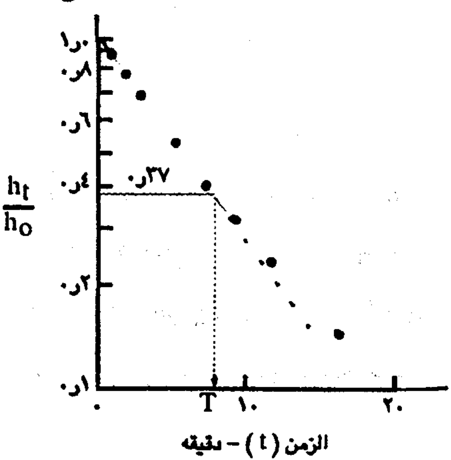
- يتم توقيع النقط الخاصة بالنسبة بين العمقين (h_t / h_o) المقابلة للزمن (t) على رسم بيانى كما هو مبين بالشكل (٥-٦٨).
- يتم إيجاد معامل نفاذية التربة بالتطبيق فى المعادلة التالية :

$$K = \frac{A}{F \cdot T} \qquad \text{..........} \qquad (5\text{-}48) \; *$$

حيث (K) = معامل نفاذية التربة

، (A) = مساحة مقطع الجسة

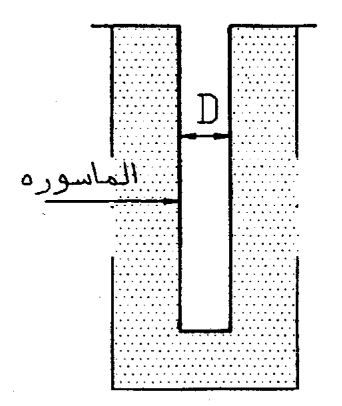
، (F) = معامل يسمى معامل المأخذ يتم حساب قيمته من الشكل (٥-٦٩)



شكل (٥-٦٨) طريقة تمثيل نتائج تجربة إيجاد معامل نفاذية التربة فى الجسة

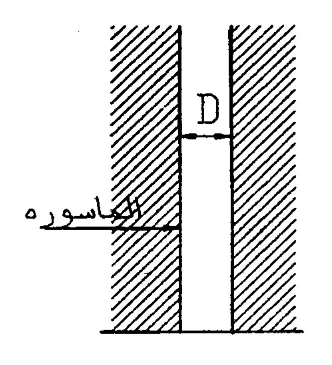
نقطه بئر او حفره ممتده فى تربه غير منفذه للماء

$$F=\frac{2\,L}{\log_e\{(2L/D)+\sqrt{[1+(2L)^2/D]}\}}$$



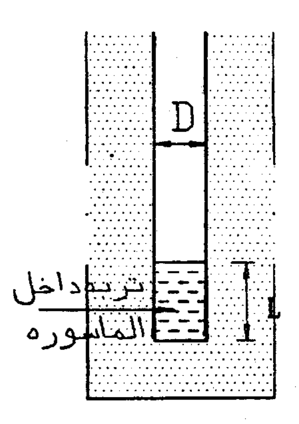
حاله وجود تربه عاديه منفذه فى اسفل الحفره

$$F=2.75\ D$$



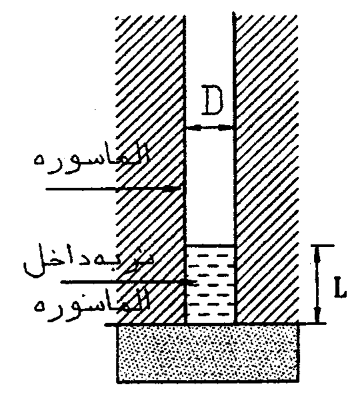
حاله انطباق التربه فى اسفل الحفره على تربه غير منفذه للمياه

$$F=2D$$



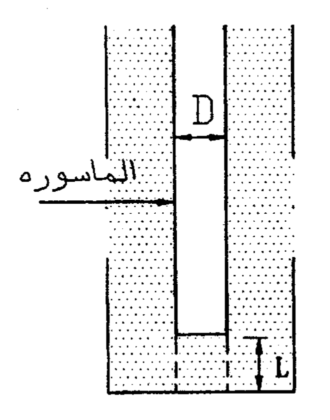
تربه داخل ماسوره واسفلها تربه عاديه منفذه

$$F=\frac{2.75\ D}{1\ +(11/\pi)(L/D)}$$



تربه داخل ماسوره واسفلها تربه غير منفذه للمياه

$$F=\frac{2\ D}{1\ +(8/\pi)(L/D)}$$



نقطه بئر او حفره ممتده فى تربه عاديه منفذه

$$F=\frac{2\pi L}{\log_e[(L/D)+\sqrt{1+(L/D)^2}]}$$

شكل (٥-٦٩)

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن أيضاً تحديد معامل نفاذية الطبقة الحاملة للمياه فى التربة من بيانات الضخ من الآبار حيث يوضح الشكل (٥-٧٠) بئر ضخ به طلمبة غاطسة تعمل بالطاقة الكهربية وبيزومترين (البيزومتر هو أنبوبة قطر ٢ بوصة الجزء السفلى منها مخرم وحوله فلتر من الرمل الحـرش أو الزلط الرفيع)، وبقياس تصرف البئر (Q) ومنسوب المياه من البيزومترين يمكن حساب معامل نفاذية التربة كما يلى:

$$K = \frac{Q}{2\pi K G} \times \frac{2.3 \log_{10} \frac{r_2}{r_1}}{h_2 - h_1} \qquad .... \qquad (5\text{-}49) \qquad *$$

حيث (K) : معامل النفاذية

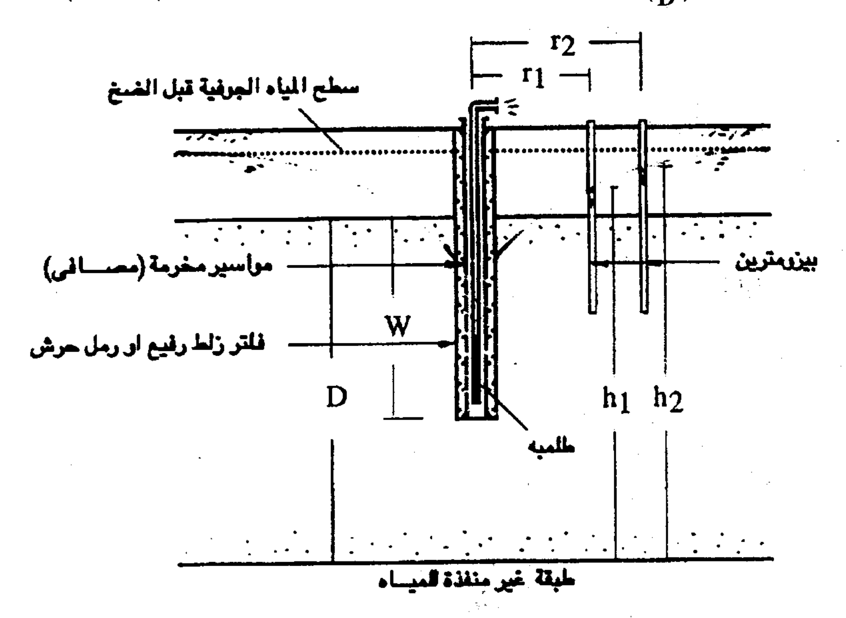
، (r_2) ، (r_1) : بعد البيزومترين عن البئر فى المسقط الأفقى

، (h_2) ، (h_1) : ارتفـاع المـياه فـى البيزومترين مقاساً من نهاية الطبقة الحاملة للمياه

، (D) : سمك الطبقة الحاملة للمياه

، (Q) : تصرف البئر (مقدار المياه المسحوبة منه)

، (G) : معـامل تصـحيح أقل من الواحد الصحيح وهو يتوقف على نسبة $\left(\frac{W}{D}\right)$ حيث (W) ، (D) كما هو مبين بالشكل (٥-٧٠)



شكل (٥-٧٠) قياس معامل النفاذية وخفض المياه الجوفية باستخدام الآبار العميقة

• يبيـــن الجـــدول (٥-١٩) بعــض قيم معامل النفاذية (K) لعدة أنواع من التربة.

جدول (٥-١٩) معامل النفاذية (K) لأنواع من التربة

نوع التربة	درجة النفاذية النسبية	معامل النفاذية (K) (سم/ث)	خواص الصرف
زلط نظيف	عالية	١ - ١٠	جيدة
رمل نظيف- خليط من رمل وزلط	متوسطة	١ - ١٠$^{-٣}$	جيدة
رمل ناعم - طمى	منخفضة	١٠$^{-٣}$ - ١٠$^{-٥}$	متوسطة إلى ضعيفة
خليط من رمل وطمى وطين	منخفضة جداً	١٠$^{-٤}$ - ١٠$^{-٧}$	ضعيفة وعملياً غير منفذة
طين متجانس	منخفضة جداً وعملياً غير منفذة	أقل من ١٠$^{-٧}$	عملياً غير منفذة

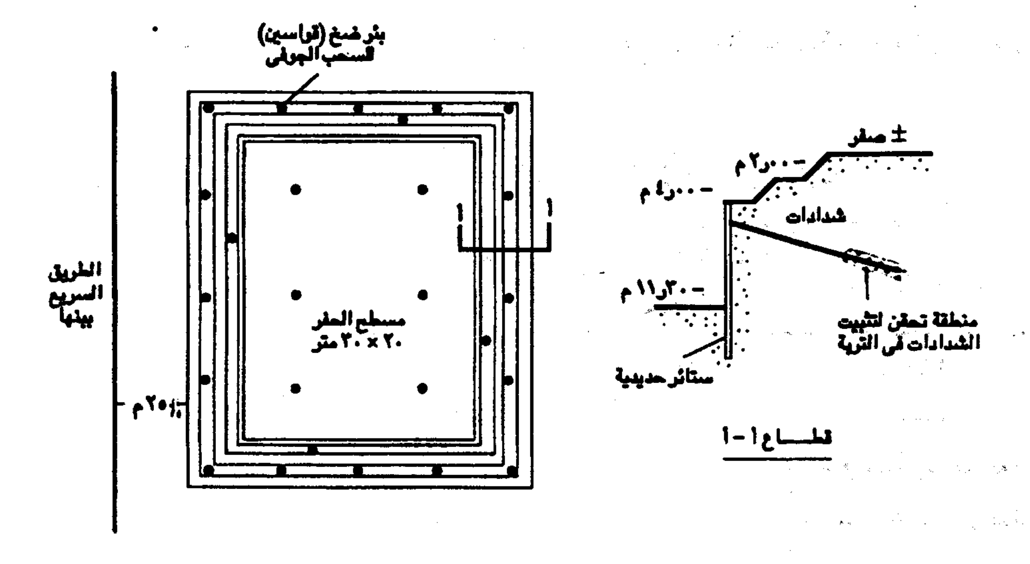
• هــذا ويجــب التنويه إلى أن فكرة الآبار العميقة المبينة بالشكل (٥-٧٠) تستخدم فى غرضين هما :

١- الحصول على المياه للتغذية والزراعة.

٢- خفــض منســوب المياه الجوفية لإمكان تنفيذ منشأ ما تحت سطح الأرض أســفل منســوب المــياه الجوفية بمسافة أكبر من حوالى ٧,٠٠ متر.

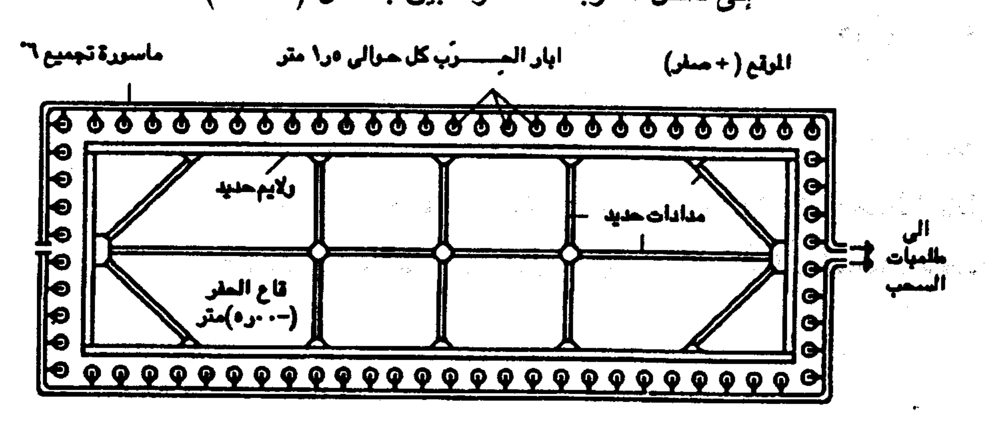
• هذا ونود الإشارة هنا إلى أن طريقة خفض منسوب المياه الجوفية تتوقف على عمق المياه المراد تخفيضه وذلك كالآتى :

i - إذا كان خفض المياه الجوفية بمسافة أكبر من ٧,٠٠ متر تستخدم طريقة الآبار العميقة كما ذكرنا ويبين الشكل (٥-٧١) مخطط لآبار عمــيقة استخدمت فى خفض المياه الجوفية لتنفيذ أساسات محطة رفع بينها.

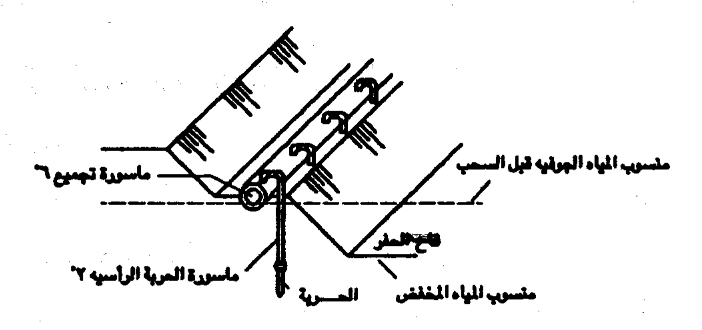


شكل (٥-٧١)

ii - إذا كان خفض المياه الجوفية لا يتعدى ٧,٠٠ متر والطبقة الحاملة للمياه رملية تستخدم طريقة ونظام الحرب فى عملية السحب الجوفى كما هو مبين بالشكل (٥-٧٣) حيث فى هذا النظام تعمل الطلمبة على سحب المياه من ماسورة تجميع قطر ٦ بوصة تسحب بدورها المياه من الحرب التى تتكون من مواسير رأسية قطر ٢ بوصة فى نهايتها السفلى مصفاة لإمكان انسياب المياه من التربة إلى داخل الحربة كما هو مبين بالشكل (٥-٧٣).

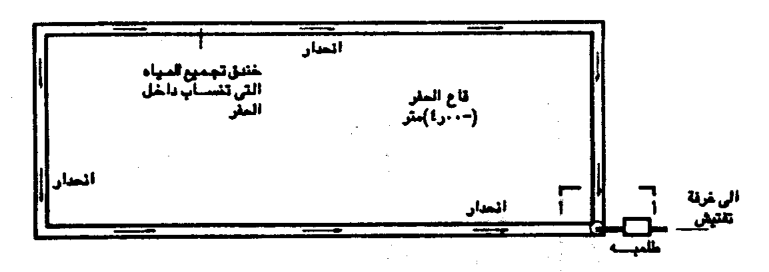


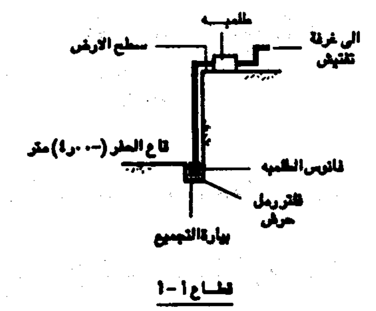
شكل (٥-٧٢)



شكل (٥-٧٣) نظام آبار الحرب

iii- إذا كـــان خفض المياه الجوفية لمياه ضحلة حتى حوالى ٤,٠٠ متر يســـتخدم نظـــام الضخ السطحى بالطلمبات كما هو موضح بالشكل (٥-٧٤) حيـــث فى هذا النظام يتم تنفيذ خندق على محيط الموقع. وفـــى مكـــان ما يختار يتم عمل بيارة صغيرة لتجميع المياه وذلك بتعمـــيق الحفـــر فى هذا المكان فى مسطح حوالى ٠,٥×٠,٥ متر واســـتبداله بفلتر يتكون من زلط ورمل حرش حسب طبيعة التربة، ثـــم يـــتم وضع فانوس الطلمبة فى الفلتر وتشغل الطلمبة من أعلى لتطرد المياه إلى خارج الحفر.





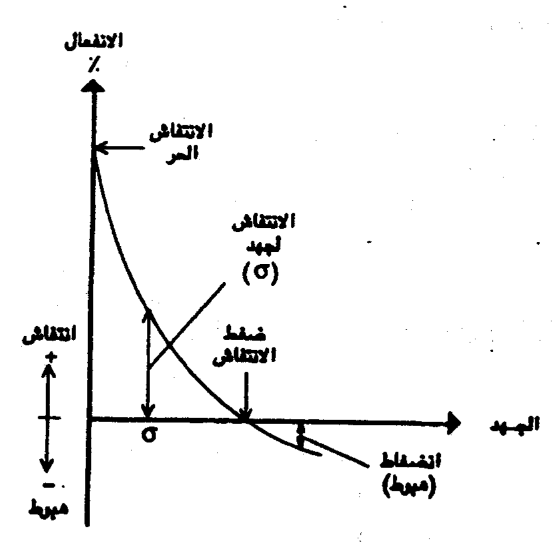
شكل (٥-٧٤) مخطط ضخ سطحى لخفض المياه الجوفية عند قاع الحفر

٥-٢٤ انتفاش التربة وضغط الانتفاش:

٥-٢٤-١ تعريف:

★ إن بعض أنواع معينة من التربة تحتوى على أنواع معينة من بلورات الطين، هذه البلورات لها خاصية إمكان استيعاب مياه داخل نسيجها البلورى فيؤدى ذلك إلى زيادة حجم البلورات والذى يطلق عليه انتفاشها، وإذا أثرت قوة للحد من الانتفاش ومنعه أى إذا كانت التربة مقيدة وليست حرة لأن تنتفش براحتها فى الاتجاهات الثلاثة فإن التربة فى هذه الحالة سوف تضغط عمودى على المستويات التى تمنع حركتها بضغط يسمى ضغط الانتفاش. بالإضافة إلى ضرورة وجود بلورات الطين القابلة للانتفاش فإن انتفاش التربة الطبيعية أو المدموكة وضغط الانتفاش يعتمدان على كل من الكثافة الجافة للتربة ومحتوى رطوبتها.

★ يبين الشكل (٥-٧٥) العلاقة بين الجهد والانفعال المصاحب للتربة القابلة للانتفاش.



شكل (٥-٧٥) العلاقة بين الجهد والانفعال - انتفاش أو انضغاط للتربة القابلة للانتفاش

★ تتواجد التربة القابلة للانتفاخ أو الانتفاش فى مصر فى عديد من المناطق داخل المدن القديمة والجديدة وفى المناطق الصحراوية المنتظر امتداد العمران إليها حالياً فى مصر.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن الأساسات المنشأة على هذا النوع من التربة غالباً ما تتعرض لقوى دفع رأسى كبيرة نتيجة انتفاش التربة عند تعرضها للمياه. هذه القوى قـد تكون عالية بالدرجة التى تؤدى إلى تشريخ المبانى خاصة الخفيفة منها، كما تؤدى إلـى انهيار الأسوار ورفع الأرضيات بالأدوار الأرضية وأيضاً تعمل قوى الانتفاش ليس فقـط فـى الاتجـاه الرأسى على الأساسات والأرضيات ولكن أفقياً أيضاً كما هو الحال الضغط على الحوائط الساندة.

٥-٢٤-٢ كيفية التعرف على مدى قابلية التربة للانتفاش وقياس هذه القابلية:

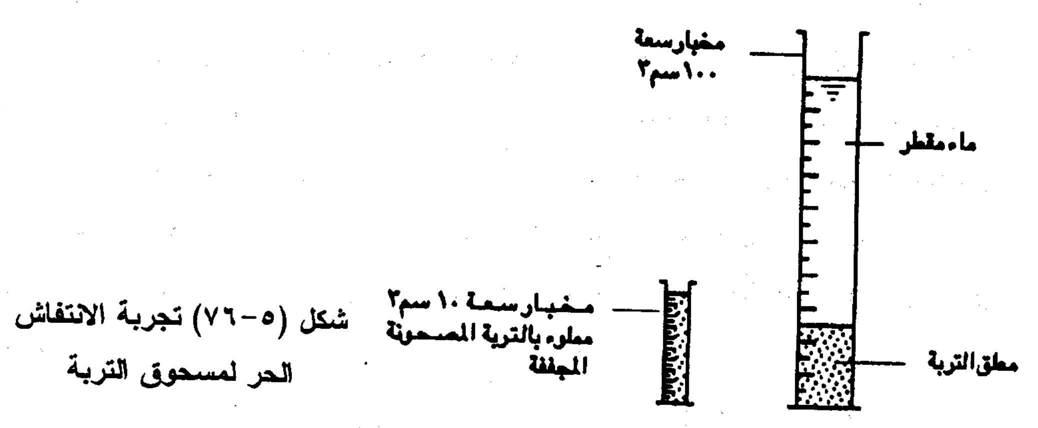
* هـناك اختبارات خاصة للوقوف والتعرف على مدى قابلية التربة للانتفاش، من أبسـط هـذه الاختـبارات هو اختبار الانتفاش الحر (Free swelling) لمسحوق الـتربة. حيث فى هذا الاختبار تجفف عينة من التربة ويتم صحنها ثم نخلها على منخل رقم ٤٠، ويؤخذ منها عينة تعاير بمقدار ١٠ سم٣ توضع فى مخبار صغير كما هو مبين بالشكل (٥-٧٦).
* يتم ملئ مخبار سعته ١٠٠ سم٣ بمياه مقطرة، ثم تسكب عينة الطين فى المخبار بهداوة وببطء وتترك لمدة أقصاها ٢٤ ساعة.
* يتم تسجيل حجم معلق التربة المترسبة فى المخبار.
* يتم حساب النسبة المئوية للانتفاش أو ما يطلق عليه الانتفاخ الحر للمسحوق من العلاقة :

$$\text{Free swelling (F.S)}\,\% = \frac{V - 10}{10} \times 100$$

حيث مقدار الانتفاخ الحر % =

$$\frac{\text{حجم معلق التربة بعد سكبها بداخل المخبار بـ ٢٤ ساعة بالسم٣ - ١٠ سم٣}}{\text{١٠ سم٣}} \times ١٠٠$$

* يـتم تصـنيف التربة بالنسبة لقابليتها للانتفاش، وذلك باعتبار أن كثافتها الجافة مسـاوية للكـثافة الجافة القصوى المحددة باختبار بركتور المعدل وعند محتوى رطوبة مساو لحد الانكماش حسب الجدول التالى (٥-٢٠).



شكل (٥-٧٦) تجربة الانتفاش الحر لمسحوق التربة

جدول (٥-٢٠) تصنيف التربة طبقاً لنسبة الانتفاخ الحر لها (F . S)

درجة القابلية للانتفاش أو الانتفاخ	قيمة الانتفاخ الحر لمسحوق التربة (F. S) %
غير قابل للانتفاخ	أقل من ٣٠ %
ضعيف الانتفاخ	٣٠ - ٧٠ %
متوسط الانتفاخ	٧٠ - ١٥٠ %
عالى الانتفاخ	١٥٠ - ٢٥٠ %
مفرط الانتفاخ	أكبر من ٢٥٠ %

* هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن استخدام الأيدومتر فى تحديد إحدى قيمتين : إما تحديد قيمة الانتفاش تحت تأثير جهد محدد أو تعيين ضغط الانتفاش المصاحب لانتفاش بقيمة محددة.

٥-٢٤-٣ وسائل حماية ووقاية المنشآت من أضرار التربة القابلة للانتفاش:

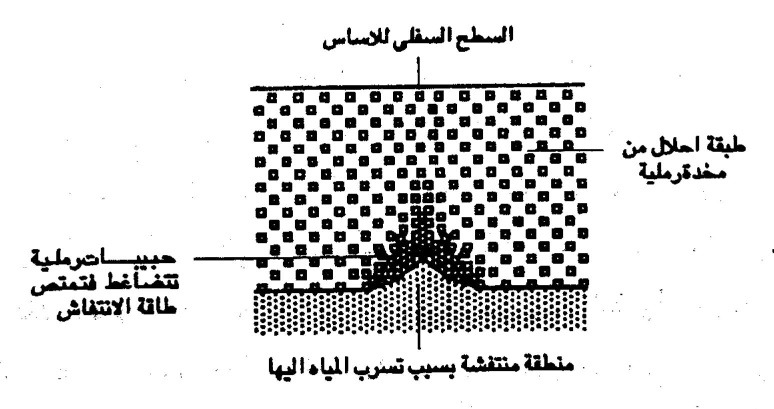
هناك ثلاثة وسائل رئيسية لحماية ووقاية المنشآت من أضرار التربة القابلة للانتفاش نلخصها فى الأساليب الآتية :

i - استبدال التربة القابلة للانتفاش بأخرى غير قابلة للانتفاش:

• وذلك بسمك يتراوح ما بين ٠,٥٠ إلى ٢,٥ متر أسفل الأساسات وذلك حسب درجة قابلية التربة للانتفاش وسمك هذه الطبقة. وهذا الأسلوب هو الأكثر

انتشاراً فى مصر فقد استخدمت تربة إحلال رملية نظيفة متدرجة أو رملية زلطية بنسبة (١:١) أو (٢:١) متدرجة أو زلط متدرج فقط وذلك فى العديد من المشاريع الهندسية أسفل الأساسات وأثبتت هذه الطريقة فاعليتها فى الحد والحماية من أضرار التربة المنتفشة على أن يتم دمك هذه التربة فى صورة طبقات لا تتعدى سمك كل منها عن ٢٥ - ٣٠ سم وذلك بغرض الوصول إلى ٩٥% من أقصى كثافة جافة لهذه التربة وذلك باستخدام الهراسات الثقيلة أو الدكاكات أو أى طريقة أخرى تؤدى إلى الحصول على الكثافة النسبية المطلوبة لهذه التربة وهى ٩٥%.

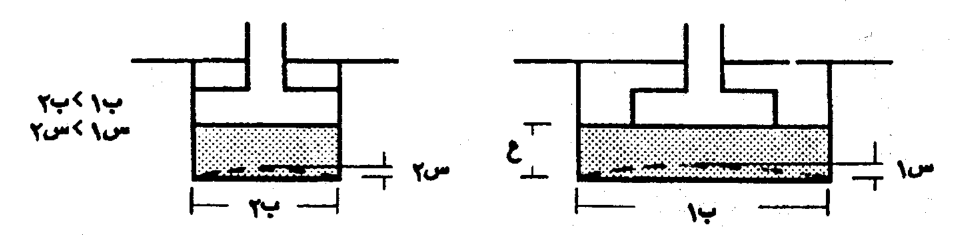
• هذا وتجدر الإشارة إلى أن فكرة استبدال التربة القابلة للانتفاش بطبقة من تربة إحلال من الرمل أو الزلط أسفل الأساسات والتى تسمى عادة بالمخدة هو أنه إذا تسربت المياه إلى أى جزء من التربة وبدأت فى الانتفاش تحركت حبيبات المخدة فى اتجاهات حرة بما يحقق امتصاص الطاقة الناتجة من الانتفاش وبالتالى عدم تأثر الأساسات به وذلك بالكيفية والأسلوب الموضح بالشكل (٥-٧٧).



شكل (٥-٧٧) مخدة تربة الإحلال وامتصاصها لطاقة الانتفاش

• هذا ويجب التنويه إلى أن مخدة تربة الإحلال يجب أن تكون منفذة بتجانس كافى ودرجة دمكها مناسبة لتتحمل عادة من ١ إلى ٢ كجم/سم٢ وتكون بنفس حدود الأساسات ولا داعى من بروزها خارج حدود الأساسات بمسافات

كبـــيرة حيث أن ذلك يؤدى إلى قابلية أعلى للانتفاش فى التربة فى منطقة الوسط بمسطح الأساس كما هو موضح بالشكل (٥-٧٨).



شكل (٥-٧٨) تأثير زيادة عرض مخدة الإحلال على ضغط الانتفاش

ii - *تغيير طبيعة التربة:*

• ويـــتم ذلك بإعادة دمك التربة بكثافة أقل أو الغمر بالمياه قبل الإنشاء أو إدخال حواجز للحد من تغلغل الرطوبة أو بطريقة التثبيت الكيميائى.

• إن أسلوب تغيير طبيعة التربة لمنع التأثير الضار للتربة القابلة للانتفاش وذلـــك عـــن طـــريق إعـــادة دمك التربة بكثافة أقل لم تجرب بعد فى مصر نظراً لصـــعوبتها وتكلفـــتها التالية، إذ يلزم لتحقيقها إجراء عديد من التجارب المعملية الدقيقة.

• هــذا وأن أســلوب تنفيذ حواجز ضد انتشار الرطوبة فى التربة يحتاج لمواد ومعدات ليست دائماً متاحة بالإضافة إلى تكلفتها العالية.

• أن أســلوب تثبيــت التربة يتم بإضافة الجير المطفى بنسبة ٣ إلى ٥% حيــث أن ذلـــك يـــؤدى إلى إزالة خطورة التربة المنتفشة لما يحدثه ذلك نتيجة للـــتفاعلات الكيميائـــية الـــتى تغير من تركيب البلورات الطينية القابلة للانتفاش وتكســـبه مقاومة عالية جداً، هذا وقد استخدم هذا الأسلوب فى الولايات المتحدة لتغيـــير طبيعة الطبقة أسفل الأساس بسمك ١,٠٠ إلى ١,٥ متر وحماية الجسور المجارى المائية كما وأن هذا الأسلوب قد تم تجربته فى مصر فى مدينة الخارجة بالوادى الجديد مع إضافة ملح الطعام لإسراع التفاعلات الكيميائية وأعطت نتائج مرضية.

• أمـــا عن أسلوب الغمر بالمياه قبل الإنشاء لمدة ٤٨ أو ٧٢ ساعة فإن هــذا الأسلوب غير ناجح بدرجة عالية حيث أن عليه بعض التحفظات حيث أنه لا يمكــن تبديد طاقة الانتفاش فى زمن قليل حيث أن انتشار الرطوبة ببعض أنواع الطين يكون ببطء شديد.

iii- *تقويـــة عناصـــر المنشـــأ لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش:*

• للتغلـــب علـــى ظاهـــرة الانتفاش للتربة فإنه يمكن اتباع أسلوب تقوية العناصـــر الإنشـــائية المكونـــة للمنشـــأ لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانـــتفاش لجمـــيع الاحـــتمالات لمدى وكمية تغير الرطوبة لطبقة التربة القابلة للانتفاش أسفل الأساسات.

• إن طـــريقة وأســـلوب تقويـــة المنشأ لحماية الأساسات يكون باستخدام أساســـات جاســـئة مـــثل أساسات اللبشة الصندوقية المسلحة ترتكز على التربة مباشـــرة ولكـــن هـــذا الأسلوب مكلف الأمر الذى حدى بالإنشائيين إلى استبداله بتنفيذ مخدة رملية متدرجة نظيفة كإحلال للطبقة المنتفشة أسفل الأساس بسمك لا يـــتجاوز ١ مـــتر تعلوهـــا لبشة من الخرسانة العادية بسمك لا يقل عن ٤٠ سم تعلوهـــا قواعد منفصلة أو مجمعة مربوطة فى منسوبها وفى الاتجاهين العرضى والطولـــى للمبـــنى بمـــيدات ذات جســـاءة عالية ٣٠×٧٠ سم أو ٣٠×٨٠ سم وبتســـليح لا يقل عن ٤ ϕ ١٦ مم علوى ومثله سفلى مع كانات ٥ ϕ ٨ /مَ على أن يمـــتد حديـــد تســـليح هذه الميدات بكامله من العمود إلى العمود على ألا يقل عرض العمود عن ٣٠ سم وسمك الغطاء الخرسانى عن ٥ سم.

iv - *إعطـــاء المنشـــأ المرونة الكافية لمقاومة وامتصاص الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش:*

لمقاومة الإجهادات الإضافية المصاحبة للانتفاش فإنه أحياناً يتم ذلك بجعل المنشـــأ بـــنظام مرن للدرجة التى لا تؤدى حركة التربة وتأثره بها إلى الأضرار

بتركيــبه أو وظائفــه. إن هــذا الأســلوب قد تم اتباعه وتنفيذه فى بعض البلاد الأوربــية بتنفــيذ فاصــل إنشائى مملوء بمادة مرنة بين أرضيات الدور الأرضى والحوائط (استخدام وصلات مرنة).

ملحوظة هامة:

* إن مشــكلة الــتربة القابلة للانتفاش ليس بالأمر الهين وخاصة فى البلاد الــتى يســود فيها المناخ الحار الجاف حيث لا يمكن التنبؤ بكيفية وكم تســرب المــياه للتربة وبالرغم عن ذلك فقد أمكن التغلب على ذلك فى ج.م.ع باتباع أسلوب تربة الإحلال مع تقوية الأساسات فى نفس الوقت كمــا ذكــرنا ســابقاً أو باســتخدام قواعد مسلحة ترتكز على آبار من الخرســانة العاديــة ترتكــز علــى الطــبقة السفلية الرملية الغير قابلة للانتفاش.



٦-١ مقدمة:

★ إن الغـرض مـن الأساسات هو نقل الأحمال الواقعة على الأعمدة أو الحوائط الحاملة فى المبانى إلى التربة فى أسفلها.

★ إن تصميم الأساسات غالباً ما يتطلب عناية واحتياطات خاصة بخلاف العناصر الإنشائية الأخرى (مثل الكمرات والبلاطات) حيث أن أى خطأ فى تصميمها يمكن علاجه واستدراكه بسهولة إلا الأخطاء فى تصميم الأساسات حيث يؤدى ذلك إلى انهيار جزء أو كـل المنشــأ حال استكماله مباشرة وذلك فإنه يوصى بشدة أخذ الحذر وعمل التحفظات اللازمة لكلاً من تصميم الأساسات وتنفيذها.

★ هــذا وتجــدر الإشارة إلى أنه أيضاً ليس مثل تصميم جميع العناصر الإنشائية الــتى فوق سطح الأرض حيث يتم التصميم بمعرفة المهندس الإنشائى ولكن فى تصميم الأساســات يتطلب الأمر جهود مشتركة بين كلاً من المهندس الجيوتقنى والإنشائى حيث المهــندس الأول يجرى الدراسات وأبحاث التربة ويقدم التوصيات الخاصة بنوع وعمق ومنســوب التأسيس وكذلك جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس فى حين المهندس الثانى وهو الإنشائى هو المنوط به تصميم الأساسات من خلال الحسابات الإنشــائية علــى الأعمــدة عند منسوب سطح الأرض وبالتالى تحديد الأبعاد الخرسانية للأساســات وكذلك كمية وتفاصيل حديد التسليح والمناظر لهذه الأبعاد التصميمية وذلك طبقاً للكودات الخاصة بتصميم هذه العناصر.

★ فــيما يلــى سوف نورد ملخصاً لما هو مختص بالدراسة الجيوتقنية ثم دراسة مستفيضة لما هو مختص بالدراسة الإنشائية الخاصة بتصميم الأساسات وأنواعها.

٦-٢ أنواع الأساسات:

6-2 *Types of Footings*:

★ يوجد العديد من أنواع الأساسات وأن اختيار النوع المناسب لمنشأ أو مبنى ما يتوقف ويعتمد على عدة عوامل منها :

١- عمق التأسيس أو عمق الطبقة التى سوف يتم التحميل عليها مقاسة من سطح الأرض الطبيعية.

٢- قدرة وسعة تحمل التربة عند منسوب التأسيس أو قيمة جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس.

٣- قيم الأحمال الواقعة على الأعمدة والمنقولة إلى التربة وعدد أدوار المنشأ.

٤- منسوب المياه الجوفية بالنسبة لسطح الأرض والأساسات.

٥- طبيعة الأحمال المنقولة إلى التربة هل هى قوى عمودية أو ضغوط جانبية أو عزوم انحناء أو الاثنين معاً .... الخ.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن تقسيم الأساسات حسب منسوب وعمق التأسيس بالنسبة لسطح الأرض الطبيعية إلى نوعين رئيسيين هما :

أ) الأساسات الضحلة   ب) الأساسات العميقة

٦-٢-١ الأساسات الضحلة:

6-2-1 *Shallow Foundation*:

★ وهى الأساسات الشائعة والمعروفة والتى تشمل :

١- قواعد أو أساسات منفصلة سواء مربعة أو مستطيلة الشكل (Isolated Footings).

٢- أساسات الحوائط (Wall Footing).

٣- الأساسات أو القواعد المجمعة (Combined Footings).

٤- الأساسات أو القواعد الجار (Strap footing).

٥- الأساسات أو القواعد الشريطية (Strip footings).

٦- الأساسات المستمرة أو اللبشة أو الحصيرة (Raft footings).

★ وهى تشمل الأساسات المسطحة (flat type) أو ذات الكمرة والبلاطات (slab-beam type).

٦-٢-٢ الأساسات العميقة:

6-2-2 *Deep Foundation:*

وهى تشمل :

١- الأساسات الخازوقية (Piled footings)

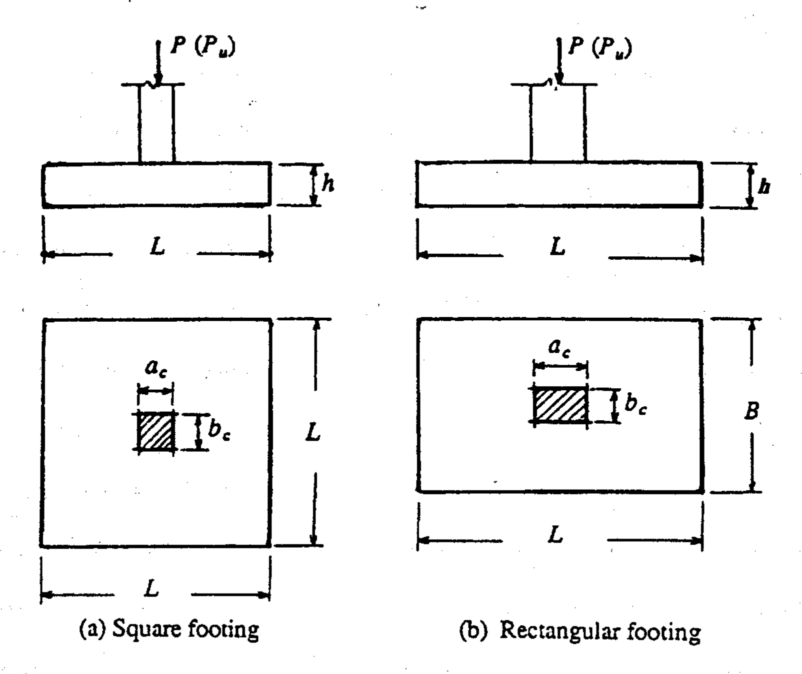
٢- أساسات القيسونات (Caisons)

٦-٢-١-١ *أساسات القواعد المنفصلة:*

6-2-1-1 *Isolated Footings:*

• تعتبر الأساسات ذات القواعد المنفصلة أكثر شيوعاً لأنواع الأساسات المعروفة وهى غالباً ما تستخدم كركيزة أو دعامة لعمود مفرد وهى إما أن تكون مربعة أو مستطيلة فى المسقط الأفقى لها.

• وعليه فعند ارتكاز عمود على قاعدة مربعة أو مستطيلة (أى قاعدة منفصلة) فإن هذه القاعدة تلقى رد فعل عكسى من أسفل إلى أعلى من التربة نتيجة لحمل العمود من أعلى إلى أسفل وعليه فإن أبعاد هذه القاعدة فى المسقط الأفقى سوف يتلائم مع كلاً من قيمة حمل العمود إلى أسفل وقيمة أقصى إجهاد مسموح به للتربة (رد الفعل الرأسى المسموح به للتربة)، وبذلك فإن تأثير رد فعل التربة إلى أعلى على القاعدة يجعلها تتشكل وتنحنى فى صورة طبق (dish form) ولهذا فإنه سوف يتولد فى هذه القاعدة عزوم انحناء (Bending moment) وقوى قاصة (shearing forces) وذلك عند القطاعات الحرجة المناظرة لهذه القوى وبالتالى فإن أى قاعدة منفصلة يجب أن يوضع طبقتين من حديد التسليح فى اتجاهين متعامدين بالقرب من السطح السفلى للقاعدة وموازية لحواف القاعدة وذلك لمقاومة عزوم الانحناء بالإضافة إلى اختيار عمق مناسب مناظر لكمية حديد التسليح المستخدمة فى الاتجاهين بالإضافة إلى مقاومة بقية أنواع الإجهادات التى سوف تتولد من كل من القوى القاصة مثل إجهاد القص العمودى (max. shear stress) وإجهاد القص الثاقب (max Punching shear) وإجهاد تماسك (max. Bond stress) .... الخ كما سوف يرد فيما بعد ويبين الشكل (٦-١) مسقط أفقى ومسقط رأسى لقاعدة منفصلة نمطية (typical isolated footings) سواء أكانت مربعة أو مستطيلة الشكل.

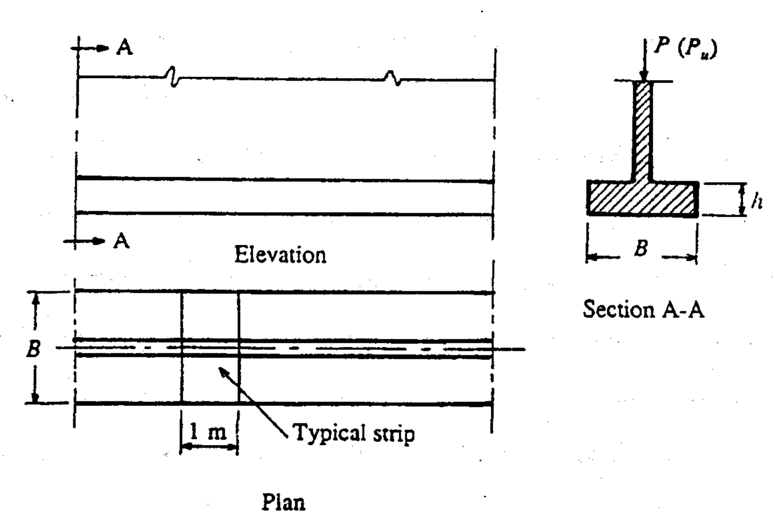


شكل (٦-١) الأساسات المنفصلة

٦-٢-١-٢ *أساسات الحوائط:*

6-2-1-2 Wall Footings:

• يبيـــن الشكل (٦-٢) مسقط أفقى وآخر رأسى لنموذج نمطى لأساسات الحوائط.



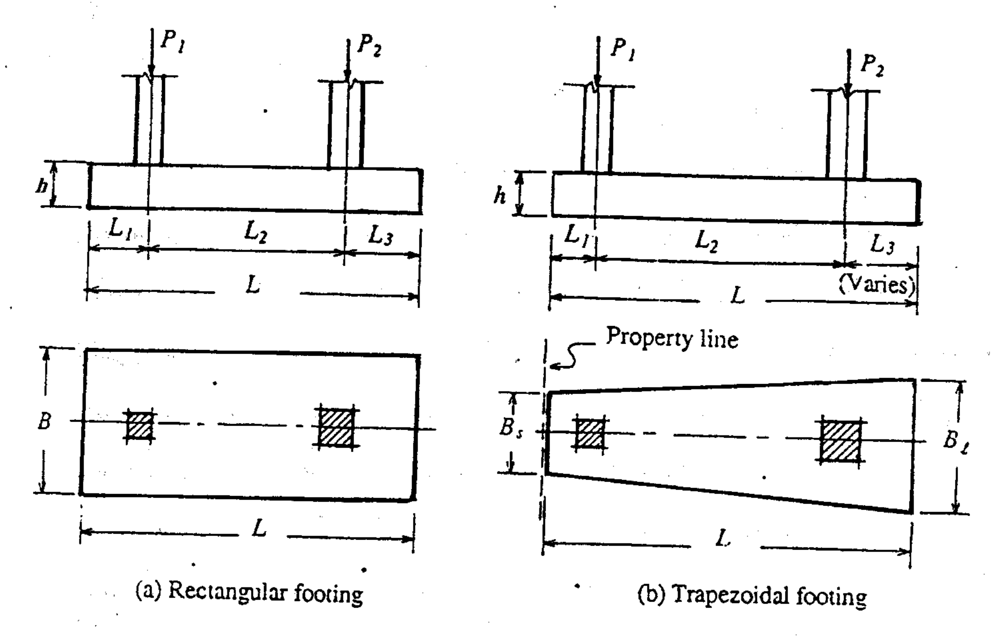
شكل (٦-٢) أساسات الحوائط

• إن هـذا الـنوع غالـباً ما يستخدم كركيزة للأحمال الواقعة على حوائط حاملـة (load-bearing walls) وهى تتكون من شريط أو شريحة ضيقة طويلة (Long narrow strip) وعلـيه فإنه تحت تأثير ضغط ورد فعل التربة من أسفل إلـى أعلـى القـاعدة فإنهـا سوف تنحنى وتتشكل فقط فى الاتجاه القصير لهذه الشـريحة عمـودى على اتجاه الحائط الأمر الذى يتطلب ضرورة وضع وترتيب حديـد التسليح الرئيسى فى الاتجاه القصير لهذه الشريحة (الاتجاه العرضى لها) بالقرب من بطنيتها، وبالإضافة إلى هذا التسليح الرئيسى يجب وضع حديد تسليح ثـانوى (secondary reinforcement) فـى الاتجاه الطولى لهذه الشريحة وذلك لمجابهـة ومقاومـة متطلبات الإجهادات الناجمة عن كلاً من الانكماش ودرجات الحـرارة (shrinkage and temperature stresses)، مـع الاسـتفادة من هذا التسليح الثانوى فى تربيط وتثبيت وتقسيط الحديد الرئيسى فى مكانه المطلوب.

٦-٢-١-٣ *الأساسات أو القواعد المجمعة:*

• إن الأساسـات أو القواعـد المجمعة تستخدم كركيزة لنقل الأحمال على عموديـن متجاوريـن حيث حدوث تطابق وتداخل بين قاعدة كل منهما لو كانت منفصلة أو عندما تتعدى رفرفة أحدهما حدود الجار والملكية بالنسبة للموقع.

• إن مثل هذا النوع من الأساسات يمكن أن يكون مستطيل الشكل أو على شـكل شـبه مـنحرف فـى المسقط الأفقى، ومما هو جدير بالذكر فإن القواعد المجمعـة علـى شكل مستطيل هى الشائعة الاستخدام بالنسبة لأغلب المهندسين نظـراً لسـهولة تصـميمها وتنفيذها، هذا وتجدر الإشارة إلى أن اختيار القواعد المجمعة المستطيلة الشكل ربما يكون غير عملياً فى بعض الظروف حيث التقييد والحـد المحـتمل من أبعاد القاعدة وامتدادها من على جانبى العمودين الخاصين بهـذه القاعدة بجانب الفرق الكبير فى أحمال هذه العمودين حيث فى هذه الحالة يتطلب الأمر استخدام قاعدة مجمعة على شكل شبه منحرف كما هو مبين بالشكل (٦-٣).



شكل (٦-٣) نموذج نمطى قاعدة مجمعة مستطيلة وعلى شكل شبه منحرف

• هـذا ويجـب التنويه والإشارة إلى أن حساب خواص ومساحة القاعدة علـى شكل شبه منحرف بالإضافة إلى حسابات القوى الداخلية المتولدة فيها من عزوم انحناء وقوى قاصة للقطاعات الحرجة غالباً ما تكون مطولة، بالإضافة إلى أن تفاصـيل حديـد التسـليح وتوزيعه وترتيبه بمثل هذه القواعد غالباً ما يكون مقعداً نسبياً.

• إن مثل هذا النوع من القواعد المجمعة غالباً ما يسلك السلوك الإنشائى المناظر والمشابه لسلوك الكمرات المقلوبة التى يؤثر عليها ضغط وإجهاد التربة مـن أسـفل ومرتكـزة على الأعمدة كركائز والمسافة بين الأعمدة هى بحر هذه القواعـد، لذلـك فإن حديد تسليح مثل هذا النوع من القواعد عادة ما يكون فى الاتجـاه الطولـى ويوضع بالقرب من بطنية القاعدة بالقرب من سطحها السفلى المعـرض إلى شد، وبالإضافة إلى هذا الحديد الطولى غالباً ما يتم وضع وتوزيع حديد ثانوى فى الاتجاه العرضى لهذه القواعد على أن يتم تركيز هذا الحديد أسفل الأعمـدة وذلـك للحد من عزوم الانحناء المحلية (localized B.M) والتى تتولد حول هذه الأعمدة والمشابهة لحالة الأعمدة فى القواعد المنفصلة.

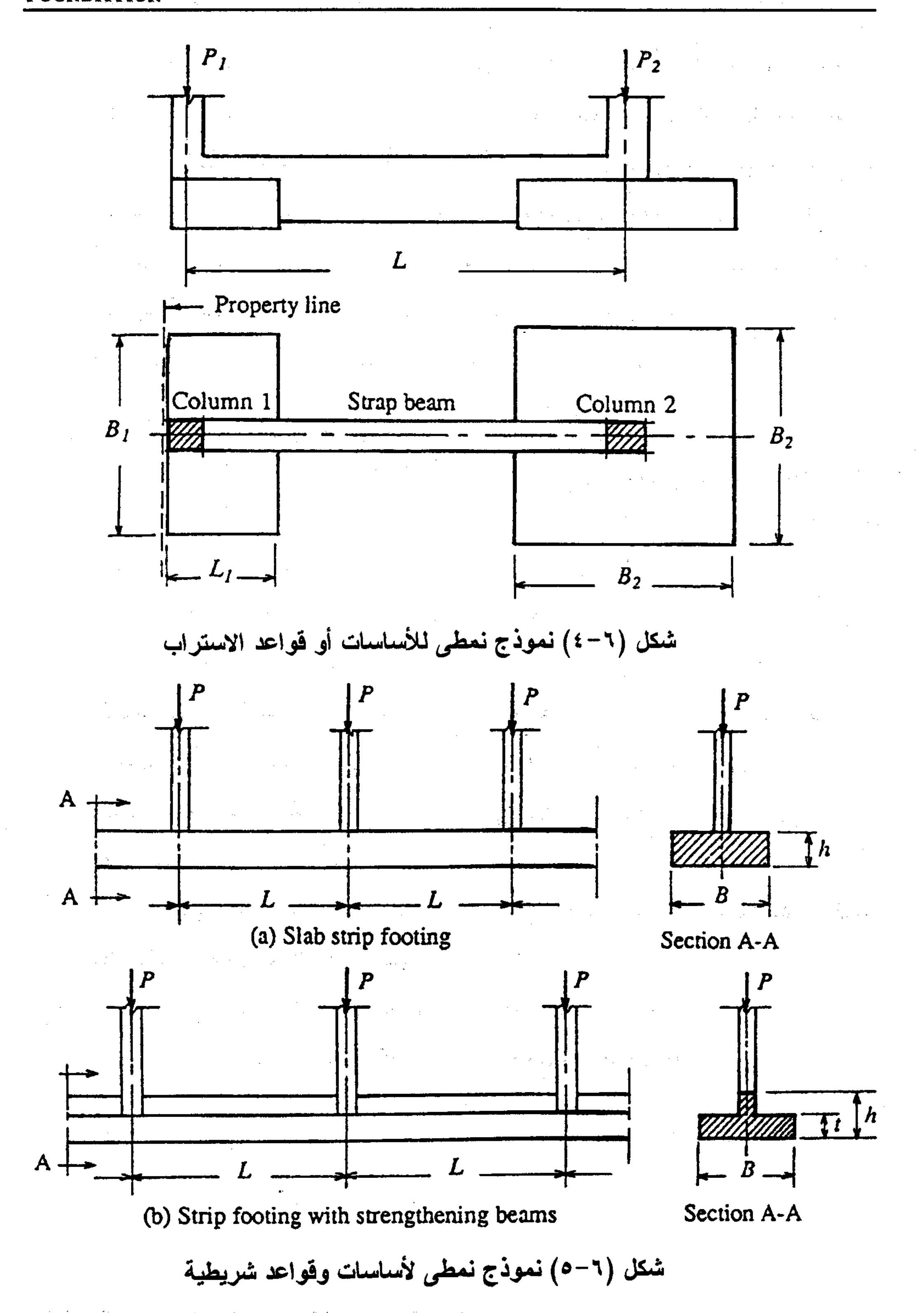
٦-٢-١-٤ أساسات أو قواعد الجار:
6-2-1-4 Strap Footing:

• يستخدم مثل هذا النوع من الأساسات أو القواعد فى حالة القواعد المجاورة أو الأعمدة المجاورة لحدود الجار والتى لا يسمح فيها بامتداد القواعد المنفصلة عن حدود الجار كما هو موضح بالشكل (٦-٤) بالنسبة للأعمدة الخارجية على حدود الجار بالإضافة إلى أنه فى هذه الحالة تكون المسافة بين العمود الخارجى الذى على الحدود وأقرب عمود داخلى كبيرة للدرجة التى تجعل استخدام قاعدة مجمعة بين العمودين نحيفة وعرضها صفر.

• إن مثل هذه القواعد تتكون من قاعدتين منفصلتين واحدة تحت كل عمود على حدة يربطهما كمرة تسمى كمرة الإستراب (Strap Beam) أو بصفة عامة يطلق عليها أوستراب (strap). إن الغرض من كمرة الاستراب هو لتلافى ومنع انقلاب ودوران القاعدة الخارجية الخاصة بالجار نظراً لعدم مركزية حمل العمود فيها والمعرضة إلى قوى عمودية وعزم انحناء (N & M) مما يعرض القاعدة إلى إجهادات غير متساوية أسفلها من التربة [أى أن الإجهادات الواقعة على التربة أسفل هذه القاعدة الخارجية يكون غير منتظم التوزيع]. وعليه فإن هذه الكمرة الاستراب غالباً ما تتعرض إلى عزم انحناء سالب من حمل قاعدة الجار الخارجية وبالتالى فإن حديد تسليحها الرئيسى سوف يكون على الجانب والسطح العلوى لهذه الكمرة نظراً لقواعد إجهادات الشد على هذا السطح.

٦-٢-١-٥ الأساسات أو القواعد الشريطية:
6-2-1-5 Strip Footing:

• يبين الشكل (٦-٥) نموذج نمطى للأساسات أو القواعد الشريطية هما الأساسات أو القواعد الشريطية على هيئة البلاطة شكل (٦-٥- أ) (slab strip footing) والقواعد الشريطية والمقواة بكمرات مقلوبة على شكل حرف -T (شكل ٦-٥-ب) (strip footing with strengthening beams).



شكل (٦-٤) نموذج نمطى للأساسات أو قواعد الاستراب

شكل (٦-٥) نموذج نمطى لأساسات وقواعد شريطية

• يســتخدم النموذج الأول (شكل ٦-٥-أ) فى حالة القواعد التى تستخدم كركــيزة لمجموعة من الأعمدة على صف واحد المسافة بين هذه الأعمدة تقريباً متساوية وكذلك الأحمال الواقعة على هذه الأعمدة متساوية أيضاً إلى حد ما بينما يســتخدم النوع الثانى (شكل ٦-٥-ب) عندما تكون المسافة بين الأعمدة كبيرة نســبياً لــزيادة جســاءة البلاطة وتقليل سمكها المطلوب وذلك عن طريق تقوية الــبلاطة بكمرة على السطح العلوى للبلاطة كما هو مبين (upstanding beam) أو على السطح السفلى للبلاطة (down standing beam).

٦-٢-١-٦ *الأساسات المستمرة أو اللبشة أو الحصيرة:*

6-2-1-6 Raft Footing:

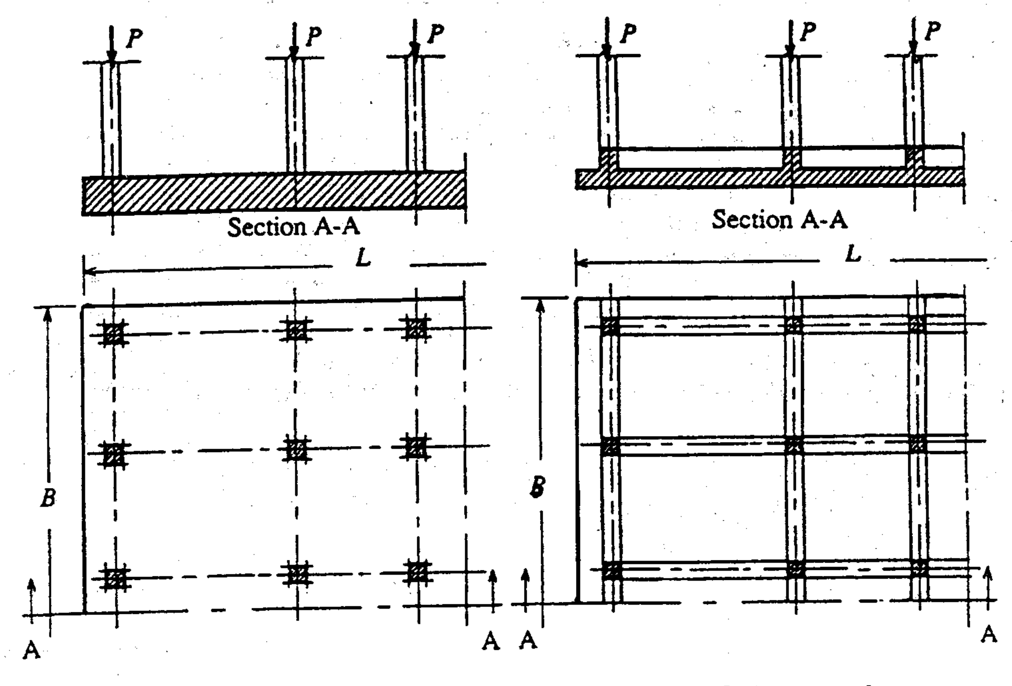
• إن الأساســات المســتمرة أو اللبشة ما هى إلا قاعدة واحدة ذات أبعاد كبــيرة وحجــم كبــير والتى ترتكز عليها وتحتوى على جميع الأعمدة والحوائط المحتمل وجودها فى المبنى ككل وبصفة عامة.

• غالــباً مــا يســتخدم هذا النوع من الأساسات فى حالة تداخل القواعد المنفصــلة أو المجمعة للأعمدة مع بعضها وأيضاً فى حالة زيادة مسطح القواعد المنفصلة أو المجمعة عن ٥٠% من المساحة الكلية للمسقط الأفقى للمبنى وذلك نتــيجة إما لزيادة قيم الأحمال الواقعة على الأعمدة وكثافتها بالإضافة إلى ضعف قدرة تحمل التربة أسفل هذه القواعد (poor soils).

• هــناك نظامان إنشائيان شائعان من النظم الإنشائية الممكنة لهذا النوع من الأساسات وهما كما هو مبين بالشكل (٦- ٦):

١- نظام البلاطة المسطحة (Flat slab system)

٢- نظام البلاطة والكمرة (Slab-beam system)

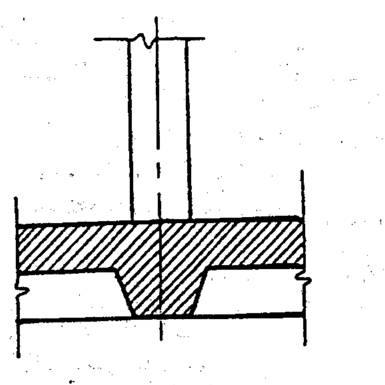


(a) Flat slab raft
(أ) نظام البلاطة المسطحة

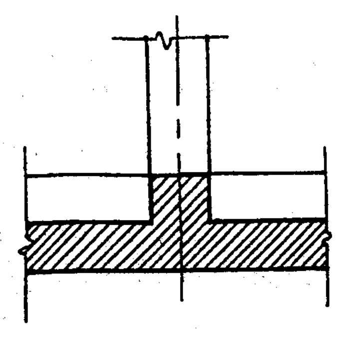
(b) Slab-beam raft
(ب) نظام البلاطة والكمرة

شكل (٦– ٦) نموذج نمطى للأساسات اللبشة

• كمـــا يبيـــن الشـــكل (٦–٧) كيفية تقوية البلاطة المسطحة عن طريق تقويـــتها بكمرات إما مقلوبة إلى أعلا كما هو مبين بالشكل (٦–٧–أ) أو مقلوبة إلى أسفل كما هو مبين بالشكل (٦–٧–ب).



Downstanding beams



Upstanding beams

شكل (٦–٧)

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه بالرغم من الميزة التى يمتلكها النوع الثانى نـــوع الكمـــرات المقلوبة إلى أسفل حيث يعمل على القطاع على شكل حرف (T) والذى يقاوم عزوم الانحناء السالبة المتولدة عند الأعمدة إلا أنه غير مستحب فى التنفيذ نتيجة لمشاكل الحفر وتسوية التربة أسفل هذه القواعد وخطورة واحتمال عدم انتظام جهد التربة أسفل هذا النوع من البلاطات.

٦-٣ الأساس الجيد والعوامل المؤثرة فى اختيار نوع الأساس المناسب:

6-3 *Good Foundation and Factors Affecting Selection of Type of Suitable Foundation*:

★ الأســـاس الجـــيد هو الأساس الذى يقاوم حالات التحميل المختلفة الممكن أن يـــتعرض لهـــا ممثلة فى وزن المنشأ بالإضافة إلى الأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مـــثل الأحمـــال الحـــية وأحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعاً لنوع واســـتخدام المنشـــأ. وتكون مقاومة الأساس هنا بتوفير ردود أفعال موزعة فى التربة تـــتزن مـــع أحمـــال المنشأ والواقعة على الأساس والتى تتسبب فى توليد إجهادات فى الـــتربة لا تتعدى الإجهادات الآمنة والمسموح بها لقدرة تحمل التربة تحت هذه النوعية مـــن الأحمـــال. هـــذا وتجدر الإشارة إلى أنه بجانب ذلك يجب أن تتوفر الحماية الكافية للأساســـات ضـــد تســـرب المـــياه الجوفية إليها وداخل المنشأ والتى بدورها تؤثر على استخداماته وعمره الافتراضى.

★ إن اختـــيار نوع الأساس المناسب يتأثر بمجموعة عوامل رئيسية كما سردها الدرتيش عام ١٩٦٨ منذ فترة طويلة والتى تتلخص فى الآتى :

٦-٣-١ المتطلبات الإنشائية:

6-3-1 *Structural Requirements*:

- حساسية المنشأ للهبوط النسبى أو المتفاوت.
- العمر الافتراضى للمنشأ.
- منسوب التأسيس وأرضية المنشأ.
- عوامل متنوعة.

٦-٣-٢ الأحمال الواقعة على الأساس:

6-3-2 *Foundation Loads:*

- قيمة الأحمال الميتة والحية.
- الاحتكاك الجانبى السالب (فى حالة الأساسات العميقة).
- الحمل المستعاض عن طريق الحفر.
- كيفية توزيع الأحمال (الهبوط النسبى).
- نوع وطبيعة الأحمال (حمل محورى وغير محورى، أحمال رأسية أو أحمال جانبية، أحمال إستاتيكية أو أحمال ديناميكية أو صدم .... الخ).

٦-٣-٣ طبيعة وحالة التربة والمياه الجوفية:

6-3-3 *Soil and Ground-Water Conditions:*

- كيفية انتقال الأحمال من المنشأ إلى الأساس ثم إلى التربة أسفل الأساس.
- مقاومة التربة أسفل الأساس وقابليتها للإنضغاط.
- التربة ذات المشاكل والقابلة للانتفاش أو الانتفاخ.
- وجود طبقات للردم والمشاكل التى تنجم عنها (هبوط - صدأ للحديد - تدهور ومهاجمة للأساس ..... الخ).
- منسوب المياه الأرضية ومدى تذبذبها بالنسبة للأساسات.
- تأثير الصدأ والعوامل الكيميائية.
- وجود عيوب فى باطن التربة مثل خطوط المجارى أو كهوف أو فراغات ناجمة عن سحب المياه من الآبار.

٦-٣-٤ الموقع والظروف البيئية المحيطة به:

6-3-4 *Site and Environmental Conditions:*

- طبوغرافية الموقع (اتزان الميول الطبيعية للتربة ، ردم ..... الخ).
- وجود فيضانات أو مصارف أو ترع وتعرض التربة للتآكل والنحر.
- مناسيب المبانى المجاورة ونوع وطبيعة تأسيسها وعمق منسوب تأسيسها.
- تأثير نزح المياه الجوفية.
- التأثيرات الحرارية والصقيع.
- تأثير الزلازل والكوارث الطبيعية.

٦-٣-٥ متطلبات الإنشاء والتنفيذ:

6-3-5 Construction Requirements:

- المدة والزمن اللازم لتنفيذ المشروع.
- الحيز والفراغ المسموح به لتنفيذ المشروع.
- دراسة الجدوى الخاصة ببعض الأعمال مثل (الحفر وسند جوانب الحفر، نزح المياه الأرضية، تأثير دق الخوازيق - المعوقات التى تعوق تنفيذ المشروع .... الخ).

٦-٣-٦ اعتبارات خاصة بالنواحى الاقتصادية والتكلفة وعوامل متنوعة:

6-3-6 Economic Considerations and Miscellaneous:

- تكلفة الإنشاء وكيفية تقديرها.
- درجة الثقة فى نظام الأساس المقترح.
- فحص وضبط الجودة بالموقع.

★ وبناء على ما سبق ومن الخبرة العملية فقد وجد أن الأساسات السطحية (shallow foundation) تمثل القطاع الأكبر للأساسات حيث أن مثل هذا النوع من الأساسات من أكثر الأنواع اقتصاداً بالإضافة إلى سهولة تنفيذها، لذلك فإنه يوصى باستخدام الأساسات السطحية ما لم تكن هناك موانع تمنع من استخدامها مثل طبيعة التربة أو المنشأ أو كلاهما، وعليه إذا تعذر استخدام هذا النوع من الأساسات السطحية فإننا نلجأ إلى استخدام الأساسات العميقة اضطراراً.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يعتبر اختيار الأساس السطحى مناسباً إذا تحققت الشروط السابق الإشارة إليها عن الأساس الجيد، وقد تبين أن هذه الشروط لا تتوفر فى عدة حالات نذكر منها كمثال :

١- وجود طبقات ضعيفة فى الطبقات العليا من التربة إلى الدرجة التى تسبب إما حدوث انهيار قص فى بعض تلك الطبقات أو حدوث تضاغط كبير فيها نتيجة للأحمال الواقعة على الأساس والمنقولة إلى هذه التربة مما يؤدى إلى حدوث شروخ وتنميلات وتصدعات وتشوه استخدام المنشأ.

٢- وجود ظروف بالغة الصعوبة فى تنفيذ الأساسات السطحية مثل التنفيذ والإنشاء فى قاع بحر أو مجرى نهر.

٣- وجـــود أحمال رأسية كبيرة منقولة من المنشأ إلى الأساسات أسفلها إلى الدرجة الـــتى لا يكفـــى استخدام المنشأ كلها كأساس نظراً لزيادة الإجهادات المنقولة إلى الـــتربة وعليه يلزم النزول والوصول إلى الطبقات التحتية الكثيفة ذات المقاومة العالـــية بالمقارنة بتلك قرب سطح الأرض نتيجة لكونها محاطة (confined soil) كمـــا هـــو الحال فى الأبراج ودعامات الكبارى الضخمة وغيرها من هذه النوعية من المنشآت ذات الأحمال الكبيرة.

٤- وجـــود أحمـــال جانبـــية كبيرة تؤثر على المنشأ مما يتطلب تكوين نظام إنشائى خـــاص تحـــت الأرض لمقاومة لمركبات الأفقية المنقولة للأساس (مثلاً استخدام خوازيق مائلة تنقل حملها بالاحتكاك إلى التربة العميقة).

٦-٤ الأحمال الواقعة على الأساسات وحالات التحميل المختلفة لها:

★ كمـــا هو معروف فإن الأحمال الواقعة على الأساسات كما هو الحال فى جميع العناصر الإنشائية الأخرى المكونة لأى منشأ أو مبنى فإنها عبارة عن :

i - الأحمال الدائمة *(Permenent loads)*:

وهـــى الأحمـــال المؤثرة رأسياً على الأساس الناجمة عن أحمال الجاذبية الأرضـــية والـــناتجة من الاستخدام اليومى العادى للمنشأ مثل وزن المنشأ نفسه (الحمـــل الميـــت D.L) والحمـــل الحـــى (L.L) الواقع على الأساس والأحمال المـــتحركة (Moving loads) وضـــغط المـــاء (water pressure) وضغط التربة (Earth pressure) ..... الخ.

ii - الأحمال الغير دائمة *(Non permenent loads)*:

وهـــى الأحمال المؤثرة على الأساس أثناء مرحلة الإنشاء أو خلال العمر الافتراضى للمنشأ مثل ضغط الرياح (wind pressure) .... الخ.

iii- الأحمال النادرة الحدوث *(Unexpected loads)*:

وهى الأحمال التى تنجم عن حوادث التشغيل والزلازل والكوارث الطبيعية .... الخ.

★ بخـــلاف ما جاء بعاليه من أحمال فإن الأساسات تتعرض أحياناً إلى أحمال شد ناجمـــة عـــن الـــنظام الإنشائى (Structural system) للمنشأ أو عن الأحمال الجانبية

العالــية. وأخيراً تتعرض الأساسات فى بعض المنشآت وتحت ظروف تشغيل خاصة إلى قــوى دفــع إلـــى أعلـــى (uplift forces) سواء كان من دفع وتأثير ضغط المياه على الأساسات أو نتيجة انتفاخ التربة (Soil swelling).

★ هــذا وقد قسم الكود المصرى حالات التحميل المختلفة لتصميم الأساسات إلى ثلاثة حالات وفقاً لاحتمالات حدوثها ومدة تأثيرها ومعدل تكرارها كما يلى :

- *حالة التحميل رقم (١):* وهى تشمل مجموعة الأحمال الدائمة المذكورة فى البند (i).
- *حالــة التحميل رقم (٢):* وهى تشمل مجموعة الأحمال الدائمة والغير دائمة المذكورة فى البندين (i)، (ii).
- *حالــة التحميل رقم (٣):* وهى تشمل مجموعة الأحمال النادرة الحدوث فــى البــند (iii) وذلــك بالإضافة إلى حالة التحميل رقم (٢) أو مجموعة الأحمال فى البنود (i) ، (ii) ، (iii).

★ هــذا وتجــدر الإشارة إلى أن حالة التحميل رقم (٣) تطبق فى حالة المنشآت الهامة وذات الطبيعة الخاصة.

★ ممـــا هـــو وجدير بالذكر بأنه لكل حالة من حالات التحميل السابقة يتم تحديد معامل أمان ذو قيمة أكبر من الواحد الصحيح تختلف من حالة إلى أخرى.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب اعتبار الأحمال الرأسية والأفقية المؤثرة على المنشــأ مجتمعة عند تصميم الأساس. فيما يختص الأحمال الرأسية فيؤخذ الحمل الميت (وزن المنشأ والأساس) بالكامل ويؤخذ الحمل الحى حسبما يرد فى المواصفات المحلية لكــل بلــد. ومـــن غير المحتمل أن يتواجد الحمل الحى فى المنشآت العادية بالكامل فى جميع الطوابق الأمر الذى يتم فيه تخفيض قيمة الحمل الحى عند تصميم الأساس ويكون التخفــيض بنســبة ١٠% ابتداء من الطابق الثانى ويستمر حتى يصل إلى الحمل الحى المخفــض إلـــى ٦٠% مـــن قيمته القصوى فيثبت (أى أن ٦٠% من قيمة الحمل الحى للطــابق يعتبر الحد الأدنى للحمل الحى)، على أن هذا التخفيض لا يسرى على المنشآت

العامـــة والخاصة كالمدارس والمستشفيات والمخازن حيث يؤخذ قيمة الحمل الحى كاملاً لجميع الطوابق فى هذه المنشآت.

★ أمـــا فيما يختص عن الأحمال الأفقية مثل الرياح والزلازل فتؤخذ بالقيمة التى تتناسب مع المنطقة المتواجد فيها المنشأ وحسب ارتفاع المنشأ. هذا وتجب الإشارة إلى أنـــه يجـــب ضـــرورة دراسة احتمال تأثير الحمل الجانبى ف كلاً من الاتجاهين للمبنى، فيؤخذ مرة لحساب أقصى حمل ضغط على الأساس لتصميم أبعاد وقطاع الأساس ويؤخذ مـــرة أخرى بالسالب لدراسة احتمال انفصال الأساس عن التربة بالشد (ضرورة دراسة اتـــزان الأساس). وهنا يجب الإشارة إلى أن أحمال الرياح والزلازل لا تؤخذ مجتمعة فى نفس الوقت وذلك لبعد احتمال تواجد وحدوث قيمة قصوى للرياح فى وجود الزلازل.

★ هـــذا وفى حالة تصميم قطاع الأساس الخرسانى بطريقة الإجهادات والمقاومة القصـــوى (Ultimate Strength Design) فإن الأحمال القصوى يتم تقديرها بضرب قيم أحمال التشغيل المحتملة (الحمل الحى أو الميت أو الرياح أو الزلازل) فى معاملات أمان تســـمى معـــاملات تجاوز الأحمال (γ) وهى أكبر من الواحد الصحيح وذلك طبقاً للحالات التالية :

١- فـــى القواعـــد والأساسات المعرضة لأحمال حية (L.L) والتى يمكن فيها إهمال تأثـــير أحمـــال الرياح (W) والزلازل (S) يؤخذ الحمل الأقصى (P_u) (Ultimate load).

$$P_u = \gamma_D \cdot (D.L) + \gamma_\ell \cdot (L.L)$$
$$= 1.4\,(D.L) + 1.6\,(L.L) \qquad \text{........... (6-1) *}$$

حيث (D.L) هو قيمة الحمل الميت الواقع على الأساس

٢- فى القواعد والأساسات المعرضة لأحمال حية (L.L) قيمتها لا تزيد عن (٠,٧٥) من قيمة الأحمال الميتة يؤخذ الحمل الأقصى (P_u) كالآتى :

$$P_u = 1.5\,(D.L + L.L) \qquad \text{........... (6-2) *}$$

٣- فـــى القواعـــد والأساســـات المعرضة لأحمال حية (L.L) بالإضافة إلى الأحمال الناشئة من الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة (E) يكون الحمل الأقصى (P_u) كالآتى :

$P_u = 1.4\ D.L + 1.6\ (L.L + E)$ .... (6-3) *

٤- فى حالة القواعد والأساسات المعرضة إلى ضغط رياح (W) أو أحمال ناشئة عن الزلازل (S) فيؤخذ الحمل الأقصى (P_u) القيمة الأكبر من المعادلتين التاليتين :

$P_u = 0.8 \times (1.4\ D.L + 1.6\ L.L + 1.6\ W)$ .... (6-4) *

or $P_u = 0.8 \times (1.4\ D.L + 1.6\ L.L + 1.6\ S)$ .... (6-5) *

وبشـرط ألا تقل قيمة (P_u) المحسوبة من هذه المعادلات عن القيمة المعطاة فى البند (١) السابق ولا يجوز الجمع بين أحمال الزلازل أو أحمال الرياح فى وقت واحد كما أشرنا سابقا.

٥- فى حالة وجود أحمال ديناميكية على القواعد ففى هذه الحالة تعامل الأحمال الديناميكية (K) على أساس أنها حمل إستاتيكى مكافئ إضافى ويؤخذ الحمل الأقصى الواقع على القواعد والأساسات فى هذه الحالة كما يلى :

$P_u = 1.4\ D.L + 1.6\ L.L + 1.6\ K$ .... (6-5`) *

٦-٥ أسس ومتطلبات الأمان اللازمة لتصميم الأساسات بصفة عامة:

إن أسس ومتطلبات أمان الأساسات عند تصميمها تتطلب توفير وتحقيق عدة عوامل، وذلك حتى يصبح آمناً وقادراً على تحمل الأحمال الدائمة المؤثرة على الأساس الناتجة من الاستعمال اليومى العادى للمنشأ مثل وزنه (الحمل الميت D.L) والحمل الحى (L.L) وضغط المياه وضغط التربة والأحمال المتحركة بصورة منتظمة .... الخ وكذلك الأحمال الغير دائمة مثل ضغط الرياح .... الخ سواء أثناء مرحلة الإنشاء أو خلال العمر الافتراضى للمنشأ كما أنه يجب أن تحمل الأساسات معامل أمان كافى لمجابهة الأحمال النادرة الحدوث التى تنجم عن حوادث التشغيل والزلازل والكوارث الطبيعية، من هذه العوامل ما يلى:

٦-٥-١ الأمان ضد العوامل الجوية والتعرية (الحد الأدنى لعمق التأسيس):

لضمان عدم تأثير التربة عند منسوب التأسيس بالعوامل الجوية يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ٠,٨ متراً تحت منسوب سطح الأرض النهائى الدائم حول الأساس

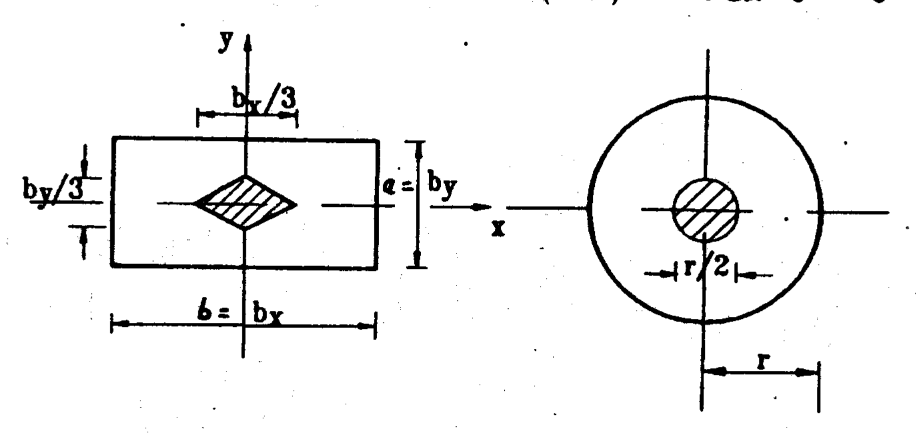
ويمكـــن أن يقــل هــذا العمــق فى حالة التربة الصخرية السليمة والمبانى المؤقتة أو الصغيرة مثل الأكشاك وبوابات الحراسة ..... الخ.

٦-٥-٢ الأمان ضد الانقلاب *Safety Against Overturning*:

يجــب أن تكــون الأساســات الضــحلة آمنة ضد الانقلاب وذلك عن طريق جعل المساحة الكلية لقاعدة الأساس أو جزء منها يؤثر عليه إجهادات ضغط وذلك بفرض أن الأحمـــال الواقعـــة على الأساس ينتج عنها توزيع خطى للإجهادات الواقعة على التربة أســفل الأساســـات مباشرة. ولبيان وتوضيح ذلك فإنه فى حالة تعرض الأساس للأحمال الميــتة فقط (D.L only) يجب أن تقع محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس فى قلب مساحة الأساس (core of cross section) أى أنه يؤثر على المساحة قوى إجهادات ضغط فقط. وفى هذه الحالة يجب ألا تزيد مقدار اللامركزية لمحصلة القوى المؤثرة (e) عن الآتى :

- فى حالة الأساسات ذات المقطع الدائرى $e < \left(\frac{r}{4}\right)$
- فى حالة الأساسات ذات المقطع المستطيل $e < \left(\frac{b}{6}\right)$ or $\left(\frac{a}{6}\right)$

وكما هو مبين بالشكل (٦-٨)

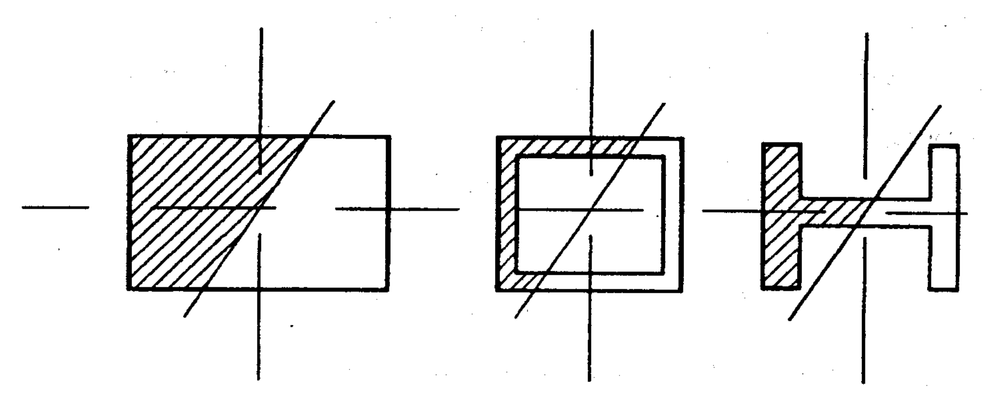


شكل (٦-٨) قلب الأساسات المستطيلة والدائرية

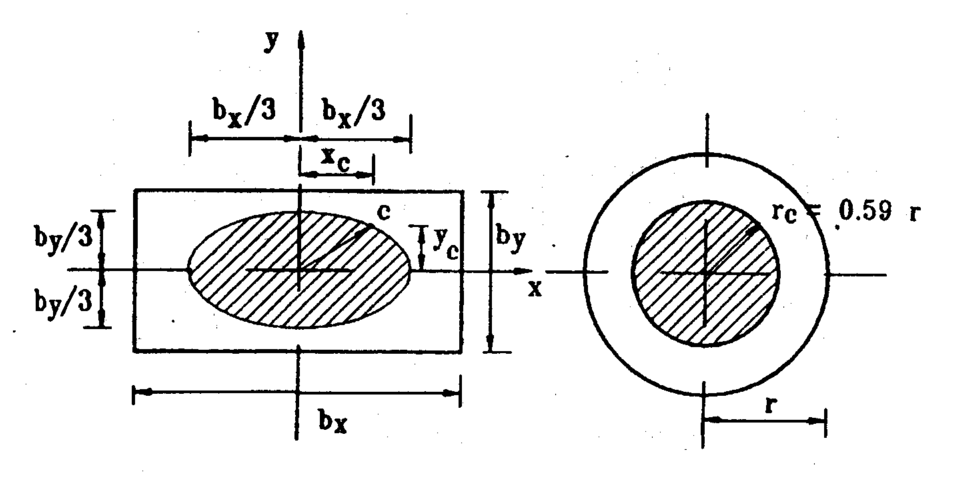
أمـــا فى حالة تعرض الأساسات لأحمال ميتة وحية (D.L + L.L) فيجوز السماح لجزء مـــن المســـاحة الكلـــية للأســـاس بنقل ومقاومة إجهادات ضغط إلى التربة على ألا تقل

مساحة هذا الجزء عن ٥٠% من المساحة الكلية فى حالة الأساس المتماثل مع مراعاة أن التربة لا تتحمل إجهادات شد وعليه تكون حدود هذا الجزء من مساحة الأساس محصورة بين حواف الأساس وخط مستقيم يمر بالمركز الهندسى لشكل الأساس (centroid) كما هو موضح بالشكل (٦-٩).

ولاستيفاء هذا الشرط يجب أن تقع محصلة نقطة تأثير محصلة القوى المؤثرة على الأساس فى حدود وداخل المساحات المهشرة بالشكل (٦-١٠) وذلك لكل من الأساسات المستطيلة والدائرية.

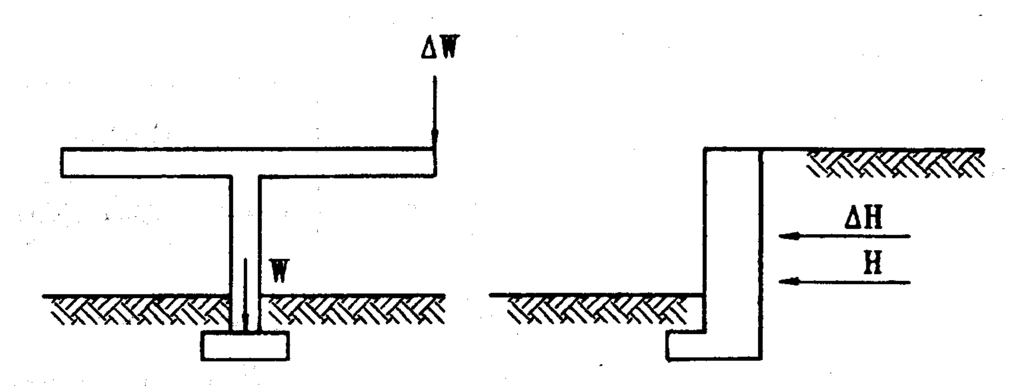


شكل (٦-٩) الأجزاء من مساحة الأساسات التى تعمل فى نقل الأحمال من الأساس إلى التربة



شكل (٦-١٠) موضع تأثير محصلات القوى للأساسات المستطيلة والدائرية لتحقيق الأمان ضد الانقلاب

★ هــذا وتجــدر الإشــارة إلــى أنه يجب إعطاء أهمية خاصة لبعض الأساسات الحساســة للإنقلاب مثل أساسات المنشآت الكابولية المزدوجة والحوائط الساندة والتى يجــب ضــرورة مراعاة الدقة فى حساب الأحمال الواقعة على هذه الأساسات والمنشآت كما هو مبين بالشكل (٦-١١).



شكل (٦-١١) أمثلة لبعض الأساسات الحساسة للإنقلاب

٦-٥-٣ <u>الأمان ضد قوى التعويم</u> <u>*Safety Against Uplift forces*</u>:

★ فــى بعض الأحيان فإنه فى حالة ارتفاع منسوب المياه الأرضية أعلى منسوب التأســيس للأساسات فإنه سوف تتعرض الأساسات لقوى دفع المياه من أسفل إلى أعلى وقــوة الدفع هذه تتوقف على مقدار ارتفاع عمود المياه الجوفية أعلى منسوب التأسيس (h) وعلــى كــثافة الماء وأيضاً على مساحة الأساس المعرضة إلى قوة الدفع من أسفل إلى أعلى وبناء على ذلك فإنه يجب أن يكون الأساس آمناً ومتزناً ضد هذا التأثير وذلك بتحقــيق معــامل أمان كافى لمجابهة هذا الاتزان وهذا المعامل يسمى معامل الأمان من الــتعويم (Uplift factor of safety) وهــذا المعامل يجب ألا يقل عن القيم المحددة فى الجدول (٦-١) وطبقاً لحالات التحميل المختلفة وهذا المعامل يعادل :

$$\text{uplift factor of safety } (F_u) = \frac{Q}{U} = \text{معامل الأمان من التعويم} > 1.0 \quad .... \quad (6\text{-}6)$$

حيث (Q) : الحمل الرأسى الكلى المؤثر إلى أسفل عند منسوب التأسيس بالطن

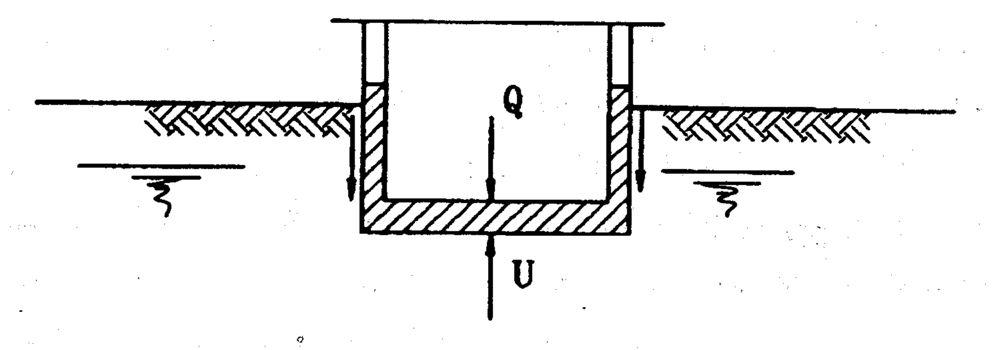
، (U) : قــوى الدفــع الكلية المؤثرة إلى أعلى عند منسوب التأسيس بالطن وهى تساوى مساحة الأساس (A) بالمتر المربع × ارتفاع عمود المياه الجوفية أعلى منسوب التأسيس (h) بالمتر × كثافة المياه الجوفية (γ) طن/م٣.

i.e. $U = A \gamma h$ (t)

جدول (٦-١) معامل الأمان من التعويم

حالات التحميل	D.L + L.L فقط	D.L + L.L + wind + Pr.	D.L + L.L + wind + Earth quake loads
معامل الأمان من التعويم	١,٣٠	١,٢٠	١,١

★ هــذا وتجــدر الإشــارة إلى أنه فى حالة ما إذا تم أخذ قيم مقاومة القص بين الــتربة وجوانــب الأساس فى الاعتبار كقيمة إضافية للقوى الرأسية المؤثرة إلى أسفل (كمــا هــو الحال فى بعض الأساسات الحساسة للتعويم كالخزانات المدفونة تحت سطح الأرض) فيجب فى هذه الحالة أن تزاد القيم المذكورة فى الجدول السابق (٦-١) لمعامل الأمان من التعويم بمقدار (٠,٢). وفى هذه الحالة يجب التأكد والنص على ذلك من عدم إزالة التربة طوال عمر المنشأ - شكل (٦-١٢).



شكل (٦-١٢) أساسات حساسة للتعويم

٦-٥-٤ الأمان ضد الإنزلاق :Safety Against Sliding

★ عند تعريض أساسات أى منشأ إلى أحمال جانبية أفقية كبيرة وفى نفس الوقت صغر عمق الأساس المدفون تحت سطح الأرض بالإضافة إلى قيمة مقاومة القص للتربة الملامســة للأساس وكما هو مبين بالشكل (٦-١٣) حيث من المحتمل أن يحدث إنزلاق وحــركة فــى الاتجاه الأفقى للأساس ولمنع حدوث مثل هذا النوع من الإنزلاق وحركة الأساســات أفقــياً فلا بد من توفير معامل يسمى معامل أمان ضد الإنقلاب وهذا المعامل أكبر من الواحد الصحيح وهو يعادل (F_s).

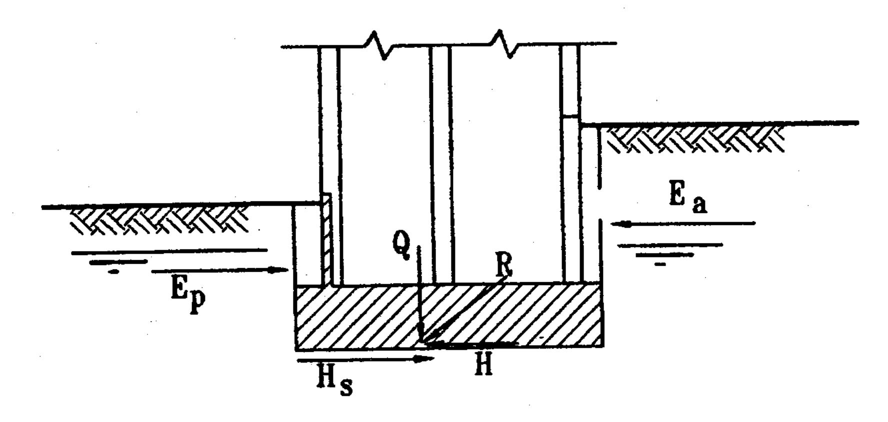
$$F_s = \frac{H_s + E_p}{E_a + H} > 1.0 = \frac{\text{مجموع القوى المقاومة للانزلاق}}{\text{مجموع القوى المسببة للانزلاق}} \qquad \text{.........} \qquad (6\text{-}7)$$

حيث (H_s) : قوة مقاومة قص للتربة عند قاعدة الأساس (S.F at foundation level)

، (E_p) : قوة ضغط التربة الجانبى المقاوم على الأساس (passive soil pressure)

، (E_a) : قوة ضغط التربة الجانبى الفعال على الأساس (active soil pressure)

، (H) : القوة الأفقية المنقولة من المنشأ عن قاعدة الأساس وهى تساوى المركبة الأفقية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس عند القاعدة



شكل (٦-١٣) الأمان من الإنزلاق

★ هــذا ويمكــن تقدير قيمة قوة مقاومة القص للتربة (H_s) من المعادلة التالية طبقاً لنوع التربة حيث :

$$H_s = Q \tan \phi' + A \cdot c_w \qquad \text{...........} \qquad (6\text{-}8) \quad *$$

، (Q) : محصلة القوى الرأسية المؤثرة عند منسوب التأسيس فيما فيها ضغط الماء عند القاعدة إن وجد

، (ϕ`) : هي زاوية الاحتكاك الداخلى بين الأساس والتربة وهى تعادل ثلثى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ) $\left(\phi` = \frac{2}{3}\phi\right)$ i.e.

، (A) : مساحة الأساس المعرض للضغط

، (c_w): هو إجهاد التماسك بين التربة والأساس حيث :

- فى حالة الطين الضعيف والمتوسط $C_w = C_u$
- فى حالة الطين المتماسك وشديد التماسك والصلد $C_w = \frac{1}{2} C_u$

حيث (C_u) هو إجهاد التماسك للتربة فى الحالة الغير مصرفة

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة ارتكاز الأساس على تربة طينية يهمل الجزء (Q tan ϕ`) ويصبح $H_s = A\ c_w$ ......

وفى حالة ارتكاز الأساس على تربة رملية يهمل الجزء ($A\ c_w$) ويصبح

* (6-9) .... $H_s = Q \tan \phi`$

★ هذا وعلى أية حال فإنه فى جميع الحالات، يجب ألا يقل معامل الأمان ضد الانزلاق عن القيم الواردة فى الجدول (٦-٢) والمناظرة لحالات التحميل المختلفة.

جدول (٦-٢) قيم معامل الأمان ضد الانزلاق

حالة التحميل	D.L + L.L (1)	D.L + L.L + wind + Pr. (2)	D.L + L.L + wind + Earth quake (3)
معامل الأمان من الإنزلاق	١,٥	١,٣	١,١

٦-٥-٥ الأمان ضد فشل وانهيار التربة *Safety Against Soil Failure*:

- *تعريف فشل التربة تحت الأساس:*

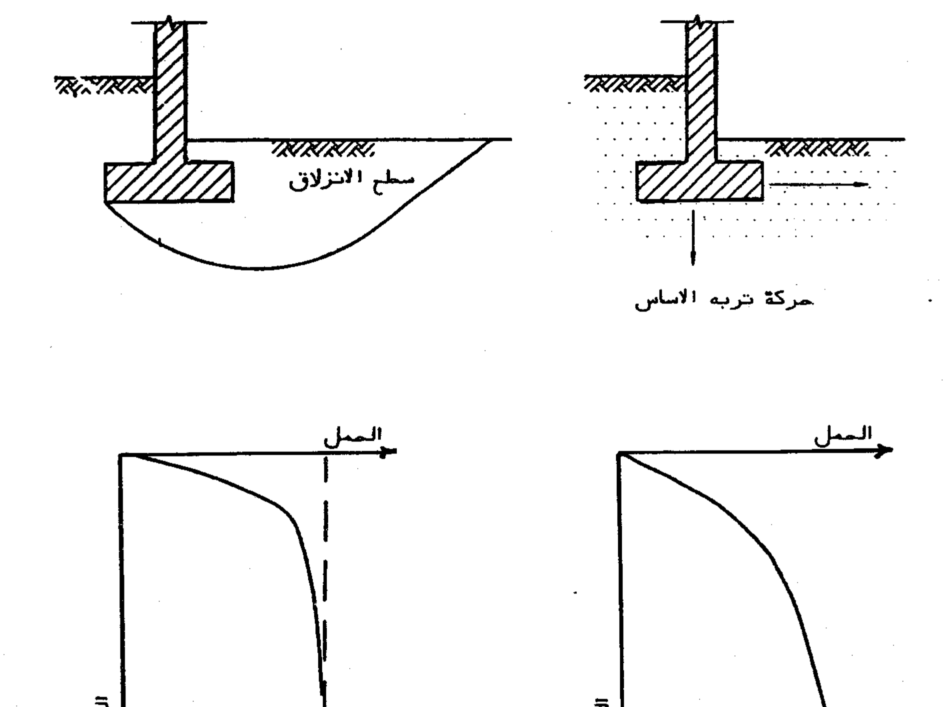
• يحدث فشل لتربة التأسيس نتيجة للأحمال الواقعة على الأساسات فى إحدى الصورتين الآتيتين لكل من الحالتين التاليتين :

(أ) انزلاق للتربة أسفل الأساس وذلك على أسطح انزلاق منحنية محددة الشكل كما هو موضح بالشكل (٦-١٤) وذلك فى حالة ما إذا وصلت قيمة

إجهـــادات القـــص على طول أسطح الانزلاق المنحنية أقصى مقاومة قص للتربة (انهيار قصى).

(ب) تحــرك للــتربة أسفل الأساس وعند جوانبه بدون أن يتكون سطح محدد للانزلاق كما هو موضح بالشكل (٦-١٤).

وفى كلتا الحالتين (أ)، (ب) تزيد حركة الأساس لأسفل بمعدل كبير بزيادة الحمـــل (هـــبوط رأسى) كما هو مبين على منحنيات العلاقة بين الحمل والهبوط الرأسى المصاحب له بالشكل (٦-١٤).



شكل (٦-١٤) تعريف فشل التربة

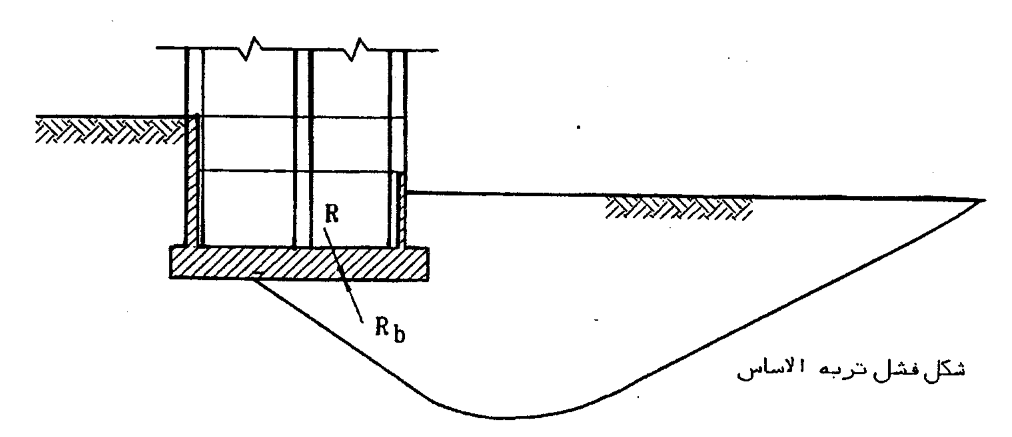
• يـــتم حســـاب قدرة تحمل التربة القصوى للحالتين (أ) ، (ب) باستخدام نظريات اللدونة وبافتراض حدوث انزلاق على السطح المبين بالشكل (٦-١٤-أ)

ولكـن فـى حالـة (٦-١٤-ب) غالـباً مـا يكون الهبوط هو العامل الحاكم فى التصميم.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أن التربة قد تصل إلى قدرة تحملها القصوى فى الحالات التالية :

- تـزايد الأحمـال الواقعة على الأساسات (أقصى إجهادات واقعة على تربة الأساس).
- تناقص مقاومة القص لتربة الأساس.
- قابلية التربة للهبوط.
- حفر التربة المجاورة للأساس.
- عوامل متنوعة مثل صغر حجم الأساس ..... الخ.

• حـتى يكون الأساس سليماً فإنه يجب تجنب انهيار وفشل التربة أسفله، ويحـدث فشـل وانهـيار الـتربة أسفل الأساس عندما تكون قدرة تحمل التربة القصوى عند منسوب التأسيس أقل من محصلة القوى المؤثرة على الأساس عند منسوب التأسيس وكما هو مبين بالشكل (٦-١٥).



شكل (٦-١٥) فشل وانهيار التربة أسفل الأساسات

• هذا ولمنع انهيار وفشل التربة أسفل الأساسات يجب تحقيق معامل أمان كافى ضد هذا الفشل (F_b) وهذا المعامل يعادل :

$(F_b) = $ $\frac{\text{(R}_b\text{) قوة التحمل القصوى للتربة عند منسوب التأسيس}}{\text{(R) محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس}}$ أكبر من الواحد الصحيح

وقـيـمة هذا المعامل تتوقف على حالات التحميل المختلفة كما هو وارد فى الجدول (٦-٣).

جدول (٦-٣) معامل الأمان ضد فشل التربة وانهيارها

حالة التحميل	D.L + L.L (1)	D.L + L.L + wind + (2)	D.L + L.L + wind + Earth quake
معامل الأمان ضد فشل التربة	٢,٥	٢,٠٠	١,٥

٦-٥-٦ الأمان ضد الهبوط الزائد والهبوط المتفاوت أو النسبى:

Safety Against Overall Settlement and Differential Settlement:

★ بصـفة عامة عند انتقال الأحمال من الأساسات إلى التربة فإنه غالباً ما يحدث هـبوط لهـذه الأساسات. وهذا الهبوط ربما يكون متساوى تحت جميع الأساسات وربما يكون متفاوتاً أو نسبياً تحتها.

فـإذا مـا كان الهبوط متساوياً تحت جميع الأساسات المكونة للمنشأ فإن ذلك لا يسبب أضـراراً بالعناصـر الإنشائية المكونة للمنشأ وذلك فيما يتعلق بسلامة المنشأ أو أمانه حيـث لا ينـتج مـن ذلك توليد ثمة أية شروخ أو تنميلات أو تصدعات اللهم إذا كانت قيمـته كبـيرة فقـد يؤثر ذلك على سلامة وصلات المجارى وتغذية المياه وحسن أداء وظـيفة المنشأ ..... الخ. الأمر الذى يتطلب ضرورة ألا يتجاوز قيمة أقصى هبوط كلى للأساسـات الضحلة القيم المذكورة فى الجدول (٦-٤) والذى يتوقف على كلاً من نوع الأساس وكذلك نوع التربة أسفل الأساس.

جدول (٦-٤) أقصى هبوط كلى مسموح به للأساسات الضحلة

نوع الأساس	نوع التربة	أقصى هبوط كلى مسموح به (مم)
قواعد منفصلة	طينية (متماسكة)	٧٠
قواعد منفصلة	رملية (غير متماسكة)	٥٠
لبشة	متماسكة	١٥٠
لبشة	غير متماسكة	١٠٠

جدول (٦-٥) الهبوط المتفاوت المسموح به للمنشآت المختلفة

الهبوط المتفاوت بدلالة ظل زاوية الدوران	تصنيف الحالة والحد المتوقع حدوثه
١ : ٧٥٠	الحد المتوقع عنده مشاكل للمتطلبات الحساسة للهبوط المتفاوت
١ : ٦٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى الإطارات من الخرسانة المسلحة الغير محددة إستاتيكياً بدرجة كبيرة
١ : ٥٠٠	الحد المطلوب للمنشآت المراد خلوها من أية شروخ على وجه العموم
١ : ٣٠٠	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ بالحوائط فى المبانى الهيكلية وصعوبات فى المنشآت المحتوية على أوناش
١ : ٢٥٠	الحد الذى يمكن عنده ملاحظة ميل المبانى العالية بالعين المجردة
١ : ١٥٠	- الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة فى حوائط المبانى الهيكلية - الحد المتوقع عنده حدوث شروخ فى الحوائط الحاملة من الطوب أو الحجر (نسبة ارتفاع الحائط إلى طوله أقل من ٢٥%) - الحد الذى يحدث عنده أضرار فى هيكل المنشأ.

٣- يمكن أن تؤخذ قيمة الهبوط النسبى أو المتفاوت وذلك بطريقة تقريبية ما يعادل حوالى ٣/٤ أقصى هبوط حادث بين القواعد، هذا ويمكن أخذ قيمة أقصى قيمة هبوط نسبى ما يعادل ٣٨ مم للتربة الطينية، ٢٥ مم للتربة الرملية.

٤- أن أقصى ظل لزاوية الدوران ناتجة من الهبوط النسبى بين قاعدتين متجاورتين هو ١ : ٣٠٠.

٦-٦ توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس:

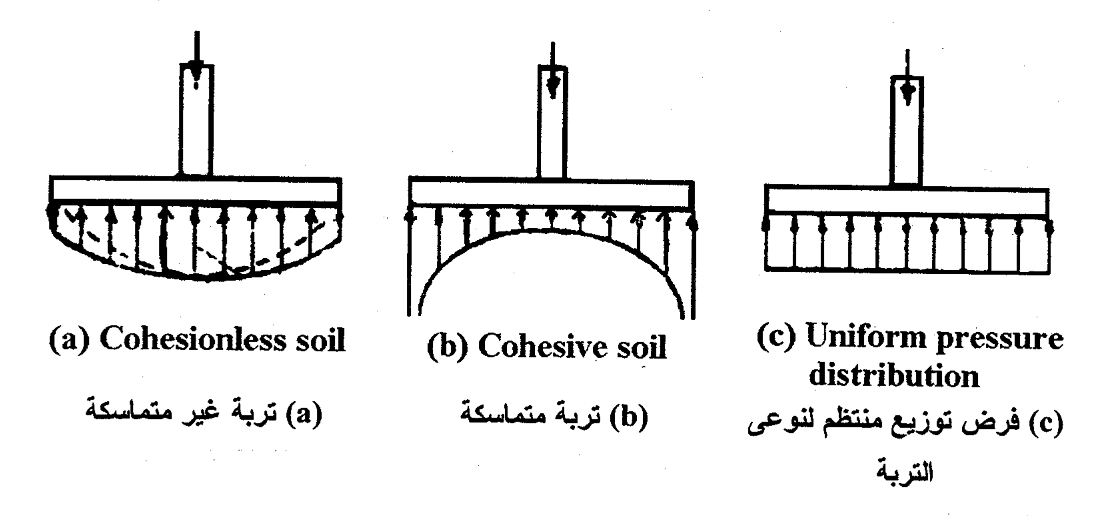
6-6 *Pressure Distribution on soil Beneath Footing:*

★ بينت وأوضحت الدراسات النظرية المعتمدة على نظرية المرونة وكذلك نتائج الاختبارات المعملية أن توزيع الضغوط على التربة تحت الأساس المعرض إلى حمل محورى أو مركزى هو توزيع غير منظم الشكل.

★ إن كيفية توزيع وقيم الضغوط على التربة أسفل الأساس فى هذه الحالة يعتمد على عدة عوامل منها :

- جساءة الأساس Rigidity of footing
- نوع وطبيعة التربة أسفل الأساس Soil type
- حالة التربة Soil condition
- عمق التأسيس أسفل سطح التربة
- طبيعة ونوع الأحمال المؤثرة على الأساس والمنقولة إلى التربة

★ ويبيــن الشــكل (٦-١٦) كيفية توزيع ضغوط التربة على الأساس وهى إلى أعلــى عكــس اتجــاه تأثــير الحمل الواقع على الأساس وهو إلى أسفل وذلك فى حالة واعتبار الأساس هو أساس جاسئ (Rigid footing) وذلك على نوعين من التربة هما : الـــتربة الغـــير متماســـكة (loose cohesion less soil) مـــثل الرمل والتربة المتماسكة (cohesive soil) مـــثل الطيـــن والطمـــى، كما يبين الشكل (٦-١٦) شكل توزيع ضغوط الـــتربة المنـــتظم والذى عادة ما يفرض على أساس أنه منتظم التوزيع ومتساوى أسفل الأساس.



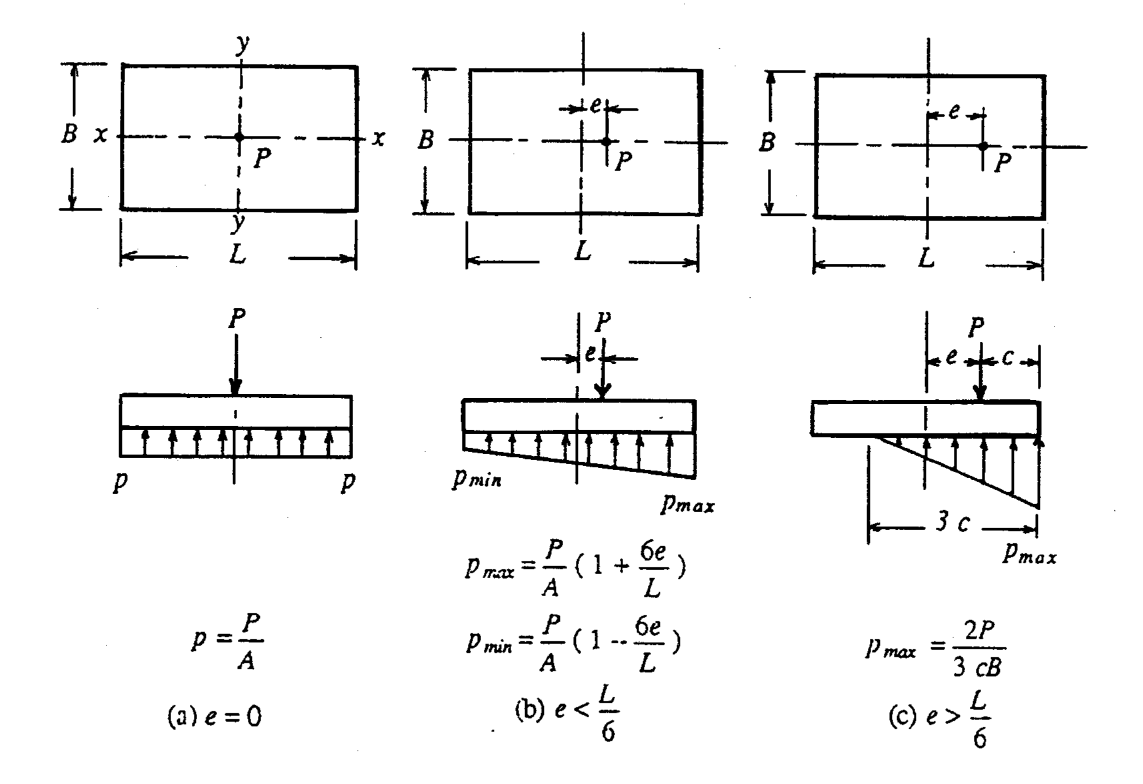
شكل (٦-١٦) توزيع ضغوط التربة أسفل الأساس الجاسئ والمعرض إلى حمل مركزى

★ حيث كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-a) عند تعريض أساس جاسئ إلى حمل مركزى والأساس يرتكز على طبقة مستمرة من تربة غير متماسكة كالرمل فإن حبيبات التربة على الحواف الخارجية للأساس لا تكون قصيرة بالدرجة التى تسمح لها بمقاومة أى إجهاد بينما حبيبات التربة عند مركز القاعدة تكون محاطة ومقيدة نسبياً (Triaxial state of stress) الأمر الذى يزيد من مقاومتها وبالتالى قدرتها على مقاومة إجهادات أكبر من الحواف. بينما فى حالة التربة المتماسكة حيث قيم الإجهادات الواقعة على التربة عند الحواف تزداد بدرجة كبيرة بالمقارنة بتلك الواقعة على التربة عند مركز القاعدة كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-b).

★ ولسهولة الحل والتطبيق فإنه يتم فرض توزيع الإجهاد بالتساوى على التربة كما هو مبين بالشكل (٦-١٦-c) ولذلك فإنه بمجرد معرفة قيمة هذا التوزيع المتساوى (أقصى إجهاد منتظم واقع على التربة من الأساس) فإنه يمكن تقدير وحساب قيمة القوى الداخلية المتولدة فى الأساس ممثلة فى أقصى عزم انحناء (M.B.M) وأقصى قوة قاصة (M.S.F) وبالتالى يمكن حساب وتقدير قيمة سمك القاعدة وأبعادها وأماكن حديد التسليح الرئيسى (حديد الشد) وكذلك كمية حديد التسليح المطلوبة لمجابهة أقصى إجهادات متولدة فى القاعدة بأنواعها المختلفة - كما سوف يرد فيما بعد (إجهاد الارتكاز - إجهاد الإنحناء - إجهاد القص العادى - إجهاد القص الثاقب - إجهاد التماسك .... الخ) وذلك حتى تصبح القاعدة أو الأساس آمنة وقادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه بغض النظر عن العوامل السابقة إلا أنه فى حالة انطباق مركز ومحصلة الأحمال المؤثرة على القاعدة عند سطح تلامسها مع التربة مع ثقل القاعدة (e = 0) فإن القاعدة تتعرض إلى أحمال مركزية وبالتالى فإن توزيع الضغوط والإجهادات الواقعة على التربة فى هذه الحالة يكون منتظماً ويساوى قيمة الحمل المركز المؤثر (P) مقسوماً على مساحة التلامس بين القاعدة والتربة (A) كما هو موضح بالشكل (٦-١٧-a).

i.e. $f = \dfrac{P}{A}$ .... (6-10)



شكل (٦-١٧) توزيع الضغوط والإجهادات على التربة أسفل القواعد

★ وإذا مـــا كانت محصلة الأحمال المؤثرة على القاعدة لا ينطبق مع مركز ثقلها ففـــى هـــذه الحالة تكون القاعدة معرضة إلى أحمال لا مركزية (eccentric) أى معرضة إلـــى قوى عمودية (P)، عزم انحناء (M) وهذا العزم يعادل قيمة (P) مضروبة فى (e) مقدار اللامركزية كما هو موضح بالشكل (٦-١٧-b)

i.e. $M = P \cdot e$

وبالتالى فإن الإجهادات والضغوط الواقعة على التربة لا تكون منتظمة ولكنها خطية وأن هـــذه الإجهادات تصل إلى أقصى قيمة (f_{max}) على جانب من جوانب القاعدة وأقل قيمة (f_{min}) علـــى الجانـــب الآخـــر للقاعدة وأن هذه القيم القصوى والدنيا يمكن تقديرها من المعادلات الخاصة بذلك والتى تتوقف على قيمة اللامركزية $\left(e = \frac{M}{P}\right)$.

i.e. $$f_{max} = \frac{P}{A}\left(1 + \frac{6e}{\ell}\right) \qquad \text{..........} \qquad (6\text{-}11) \quad *$$

$$f_{min} = \frac{P}{A}\left(1 - \frac{6e}{\ell}\right) \qquad .... \qquad (6\text{-}12) \quad *$$

هــذا وتجدر الإشارة إلى أنه طبقاً لقيمة اللامركزية (e) منسوبة إلى أبعاد القاعدة أى القيمة $\left(\frac{e}{\ell}\right)$ i.e. فإنه سوف ينتج الحالتين التاليتين للتحميل :

الحالة الأولى : إذا وقع الحمل فى داخل الكور الخاص بالقاعدة:

(Inside the Core of base area):

ففــى هــذه الحالة يتوزع الحمل والضغط على كامل القاعدة ولكن بدون تساوى وكمــا شرحنا سابقاً أى يكون ضغط التربة غير منتظم التوزيع ولكنه بنفس الإشارة أى ضغط وليس هناك شد على القاعدة وقيم الضغوط تتحدد بالحدين الأقصى (f_{max}) والأدنى (f_{min}) طبقاً للمعادلات السابقة وفى هذه الحالة تكون قيمة اللامركزية (e) أقل من $\left(\frac{\ell}{6}\right)$

i.e. $\left[e < \frac{\ell}{6}\right]$

الحالة الثانية : إذا وقع الحمل خارج الكور الخاص بالقاعدة:

(Outside the Core of base area):

ففــى هــذه الحالة لا يتوزع الحمل وبالتالى ضغط التربة على كامل القاعدة ولكن علــى جــزء مــنها وذلــك لتولد إجهادات شد مساوية للقيمة (f_{min}) على أحد الجوانب وإجهــادات ضغط قصوى مساوية للقيمة (f_{max}) على الجانب الآخر، وحيث أن التربة لا تــتحمل شــد فلذلك يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة أو المؤثرة على القاعدة تكــون علــى هيــئة مثلث ذو قيمة أقصى إجهاد (f_{max}) و (صفر) عند نقطة تبعد على مســافة قدرهــا (c) مــن هذا الجانب المعرض لأقصى ضغط أى على طول من القاعدة قدرها (3 c) وفى هذه الحالة قيمة اللامركزية (e) تكون أكبر من $\left(\frac{\ell}{6}\right)$ i.e. $\left[e > \frac{\ell}{6}\right]$ وأن أقصى قيمة للإجهاد تعادل :

$$f_{max} = \frac{2P}{3CB} \qquad .... \qquad (6\text{-}13) \quad *$$

حيث (P) : قيمة الحمل اللامركزى الذى يؤثر على القاعدة

، (e) : مقدار اللامركزية $e = \frac{M}{P}$

، (C) : المسافة مقاسة من نقطة تأثير الحمل إلى الجانب أو النقطة المعرضة إلى أقصى إجهاد (f_{max}) $C=\left(\frac{\ell}{2}-e\right)$

، (B) : عرض الأساس أو القاعدة

٦-٧ قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية:

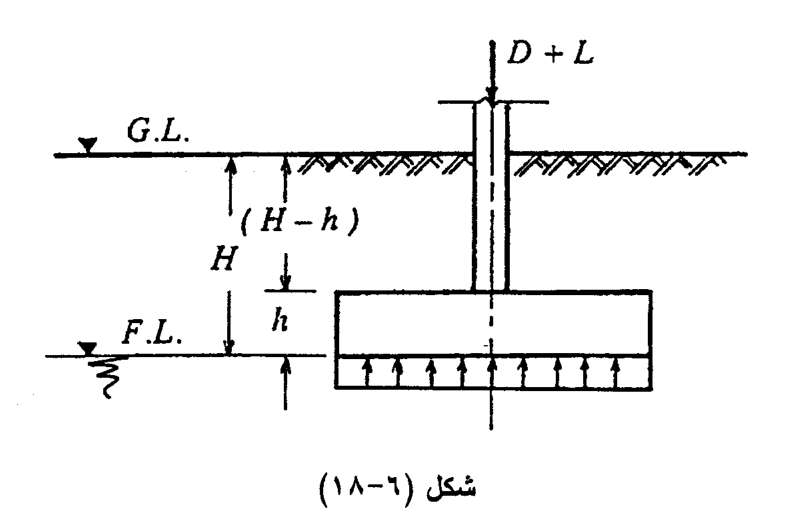
6-7 Bearing Capacity of Soil for Shallow Foundation:

★ يـتم حسـاب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية باستخدام معادلات خاصة بذلـك وهـذه المعادلات متوفرة فى معظم مراجع ميكانيكا التربة وكذلك فى المواصفات القياسـية حيث تعطى قيم تقريبية لقدرة تحمل التربة فى جداول خاصة بذلك بهدف عمل تصـميم ابـتدائى للقواعـد ومـن ثم إعادة حساب قدرة تحمل التربة باستخدام الأبعاد الابتدائية للقاعدة.

★ هـذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى بعض الأحيان يمكن إعطاء قدرة تحمل التربة الرملـية فـى صـورة منحنيات بدلالة عرض الأساس، مع اعلم بأن قدرة تحمل التربة الطينية لا تعتمد على عرض الأساس.

★ هذا ويجب التفرقة بين قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (Gross Bearing capacity) وقـدرة تحمـل التربة الصافى المسموح به (Net Bearing capacity) كما يلى:

هذا ويمكن تعريف قدرة تحمل التربة الكلى المسموح به (Allowable gross soil pressure) (f gross) بأنـه الحـد الآمـن أو أقصى إجهاد تتحمله التربة تحت الأساس مباشـرة عند منسوب التأسيس وذلك تحت تأثير كل وجميع الأحمال المؤثرة على التربة فـوق هذا المنسوب، وهذه الأحمال هى بالطبع تشمل أحمال التشغيل (Service loads) المـنقولة من الأعمدة أو الحوائط إلى الأساس + وزن الأساس الخرسانى نفسه + وزن عمـود التراب فوق الأساسات والمحصور بين السطح العلوى للأساس ومنسوب سطح الأرض الطبيعية.



شكل (٦-١٨)

★ بالإشـــارة إلـــى الشكل (٦-١٨) والذى فيه يتعرض أساس منفصل إلى حمل محورى منقول من العمود أو الحائط فوقه حيث :

i – الحمل الواقع على العمود أو الحائط = الحمل الحى + الحمل الميت (D.L + L.L) (بالطن)

ii – وزن الأســاس الخرســانى نفســه = مســاحة الأساس (القاعدة) (A) × ارتفاع الأساس (h) × كثافة الخرسانة (γ_c) (طن)

(γ_s) : وزن وحدة الحجوم من التربة (كثافة التربة) تتراوح ما بين ١,٦ – ١,٨ طن/م٣

(γ_c) : وزن وحدة الحجوم من الخرسانة وهى تتراوح ما بين ٢,٤-٢,٥ طن/م٣

iii– وزن التراب فوق السطح العلوى للأساس وحتى سطح الأرض = مساحة الأساس (القاعدة) (A) × ارتفاع عمود التراب (H-h) × كثافة التراب (γ_s) طن

وعليه حسب التعريف السابق فإن :

* أقصى إجهاد كلى واقع على التربة يعادل (f_{gross})

$$f_{gross} = \frac{\text{مجموع العناصر } (iii)+(ii)+(i)}{\text{مساحة الأساس}} = \frac{(D+L)+\gamma_c\,A\,h+\gamma_s\,A\,(H-h)}{A}$$

$$= \frac{(D+L)}{A} + \gamma_s\,(H-h) + \gamma_c\,h \quad \text{............} \quad (6\text{-}14) \quad *$$

حيث (h) : ارتفاع الأساس
، (H) : عمق التأسيس

★ هـذا ويعـرف الإجهـاد الصـافى المسموح به للتربة Allowable net soil pressure (f_{net}) بأنه الحد الآمن للضغط الواقع على سطح التربة عند منسوب التأسيس أسفل الأساسات والناتج من تأثير جميع الأحمال المؤثرة على التربة فوق هذا المنسوب بـدون الأخـذ فـى الاعتـبار وزن عمود التراب بين السطح العلوى للأساس ومنسوب الأرض الطبيعية، أى أنه بالإشارة إلى الشكل (٦-١٨) فإن :

$$f_{net} = \frac{(D+L) + \gamma_c\ A\,h - \gamma_s\ A\,h}{A}$$

$$= \frac{(D+L)}{A} + h\,(\gamma_c - \gamma_s) \qquad \text{........ (6-15) *}$$

وبطرح المعادلتين (6-14) ، (6-15) فإن :

$$f_{gross} - f_{net} = \gamma_s\ H \qquad \text{........ (6-16) *}$$

وهـذه المعادلة الأخيرة تبين أن الفرق بين الإجهاد الكلى المسموح به والإجهاد الصـافى المسـموح به للتربة هو وزن عمود التراب لوحدة المساحات والمحصور بين السطح العلوى للأساس (القاعدة) وسطح الأرض الطبيعية.

★ هـذا وتجـدر الإشـارة إلـى أنه من المعتاد عند التصميم التعبير عن الضغط الواقـع علـى الـتربة بدلالـة مـا يسـمى بالإجهـاد التصميمى المسموح به للتربة (Allowable design soil pressure) وهـذا الإجهاد يقصد به الحد الآمن للضغط الواقع على التربة من جراء ونتيجة تأثير أحمال التشغيل فقط المؤثرة والواقعة على العمود أو الحائط عند منسوب سطح الأرض الطبيعية أى نتيجة فقط (D.L + L.L) أى :

$$f_{net\ all} = \frac{D+L}{A} = \frac{\text{مجموع أحمال التشغيل فقط}}{\text{مساحة الأساس}}$$

وبالتعويض عن قيم f_{gross} ، f_{net} المذكورة بالمعادلات السابقة فإن

$$f_{net\ all} = f_{gross} - \gamma_c\ h - \gamma_s\ (H - h) \qquad \text{........... (6-17) *}$$

$$= f_{net} - h\,(\gamma_c - \gamma_s) \qquad \text{........... (6-18) *}$$

هذا وبفرض مجازاً أن ($\gamma_s \cong \gamma_c$) فإن قيمة ($f_{net\ all}$) تعادل قيمة (f_{net})

★ هذا ومما هو معروف أنه بمجرد معرفة أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة ($f_{net\ all}$) بـــتحديدها نظرياً أو معملياً فإنه يمكن إيجاد مساحة تحميل الأساس على التربة المطلوبة لمقاومة أى حمل تشغيل. بمعنى أن :

مساحة تحميل الأساس (A) (م٢) = $\frac{(D + L)}{f_{net\ all}}$

= $\frac{\text{حمل التشغيل (الحمل الميت + الحمل الحى) (طن)}}{\text{أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة (طن/م٢)}}$

الفصل السابع
تصميم الأساسات السطحية بصفة عامة

٧-١ مقدمة:

★ معنى تصميم الأساسات هو إيجاد المعلومات والبيانات التالية :

- عمق ومنسوب التأسيس.
- مساحة الأساس وشكله وأبعاده من حيث الطول والعرض.
- عمق أو سمك الأساس الكلى وبالتالى تحديد سمك الغطاء الخرسانى.
- حديد التسليح اللازم والمطلوب للأساس وكيفية توزيعه وأقطاره.

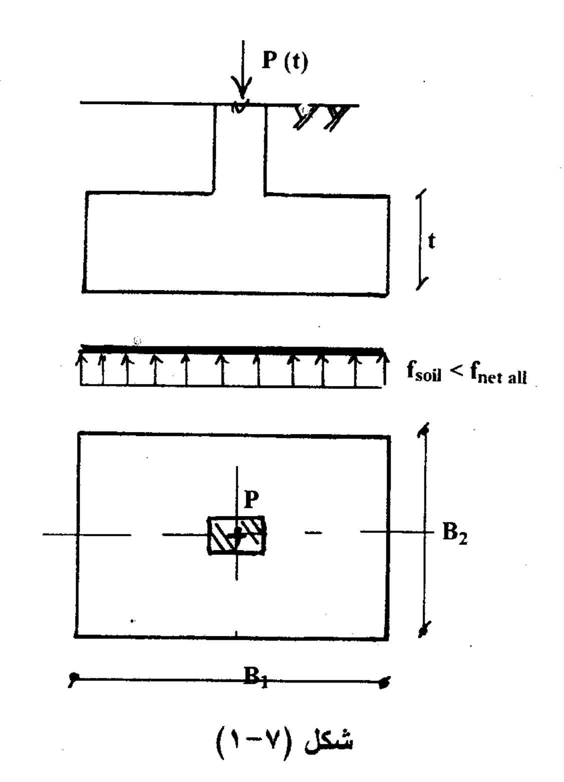
★ هذا بالإضافة إلى تحديد الآتى :

- احتياطات الحفر وكيفية سند جوانبه.
- الاحتياطات الواجب توفيرها لحماية المنشآت وأساسات الجيران والمرافق المجاورة.
- الاحتياطات الواجب اتباعها لتربة التأسيس مثل الدمك أو الإحلال.
- كيفية وطريقة نزح المياه الجوفية بحيث لا تؤثر على سلامة المنشآت المجاورة.
- كيفية حماية الأساسات من الظروف والمواد المحيطة بها مثل العزل وخلافه.
- مكونات خرسانة الأساسات ونوع الأسمنت الملائم لطبيعة التربة حول الأساسات.
- نوع وطبيعة مادة الردم حول وبين الأساسات.
- كيفية ربط الأساسات فى الاتجاهين العرضى والطولى للمبنى وتفاصيل الشدادات الرابطة ومنسوبها.

★ عـند تعـريض أى قـاعدة سطحية ذات أبعاد معينة سواء قاعدة منفصلة أو مجمعــة أو ...... الخ إلى حمل أو مجموعة من الأحمال من أعلى إلى أسفل منقول من أعمــدة أو حوائــط .... الخ فإن هذه القاعدة تكون معرضة إلى رد فعل من التربة يؤثر علــى مســاحة القاعدة من أسفل إلى أعلى وفى هذه الحالة يجب أن تنطبق محصلة رد فعـل الـتربة علــى القــاعدة على مركز تأثير محصلة الأحمال المنقولة إلى القاعدة أو الأســاس وفى هذه الحالة يجب أن تكون القاعدة متزنة فى حالة اتزان خارجى وتنطبق عليها شروط الاتزان

$\Sigma Y = 0 \quad , \quad \Sigma K = 0 \quad , \quad \Sigma M = 0$

وكمــثال إذا فرضنا قاعدة منفصلة كما هو مبين بالشكل (٧-١) يؤثر عليها حمل تشغيل مركــز مــن العمود قدره (t) P فإن الأساس سوف يقاوم هذا الحمل عن طريق مقاومة وضغط التربة إلى أعلى على الأساس وهو فى هذه الحالة يكون جهد توزيع منتظم قدره (f_{soil}) وهــو يســاوى $f_{soil} = \frac{P}{A}\ t/m^2$ حيــث (A) مساحة مقطع الأساس وهى تساوى $(B_1 \times B_2)$.



شكل (٧-١)

★ وحتى تكون هذه القاعدة آمنة ولا يحدث لها أى نوع من الانهيارات يجب تحقيق ومنع حدوث أحد الاحتمالات التالية للانهيار :-

i- أبعاد القاعدة (مساحة تحميل القاعدة على التربة) (A) أى البعدين (B_1 , B_2) يجب أن تكون كافية حتى لا يحدث انهيار للتربة تحت الأساس نتيجة [انهيار قص للتربة أو زيادة الهبوط عن الحدود المسموح بها حسب طبيعة ونوع التربة] بمعنى أنه يجب ألا يزيد أقصى إجهاد واقع على التربة (f_{soil}) عن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة ($f_{net\ all}$) وهو يتوقف على مجموعة عوامل منها طبيعة التربة ومقاومتها ..... الخ.

i.e. $$f_{soil} = \frac{P = \Sigma(D + L)}{A} \le f_{net\ soil\ all}$$

ii- عمق القاعدة الكلى (t) يجب أن يكون كافياً لمجابهة الإجهادات الداخلية المتولدة فى هذه القاعدة نتيجة لطبيعة ونوعية القوى الداخلية المتولدة فيها من عزوم انحناء وقوى قاصة وأحمال ارتكاز .... الخ بالإضافة إلى مقاومة عالية مع الزمن والعوامل المحيطة بالقاعدة وذلك عن طريق ألا تتعدى الإجهادات المتولدة نتيجة لهذه القوى الداخلية عن الحدود المسموح بها حتى لا يحدث انهيار نتيجة لهذه القوى وأيضاً مع توفير غطاء خرسانى كافى لمجابهة العوامل المحيطة.

★ لذلك فإن العمق الكلى (t) يعادل العمق الفعال (d) + سمك الغطاء الخرسانى وهو فى حدود من ٥ - ٧ سم.

★ وحيث أن العمق الفعال وكيفية اتصال العمود والقاعدة يتحكم فيها الإجهادات التالية :

- أقصى إجهاد انحناء (flexural stress) متولد فى كل من الخرسانة وحديد التسليح الرئيسى نتيجة لأقصى عزم انحناء (B.M) واقع على القاعدة يجب ألا يتعدى الحدود المسموح بها وذلك لمنع الانهيار على مستوى رأسى نتيجة للانحناء فى كل من الحديد والخرسانة عند وجه العمود.

- أقصى إجهاد قص (shear stress) متولد على القطاع وعلى كل من الخرسانة وحديد التسليح نتيجة للقوى القاصة (Shearing Force) المصاحبة لعزم الانحناء

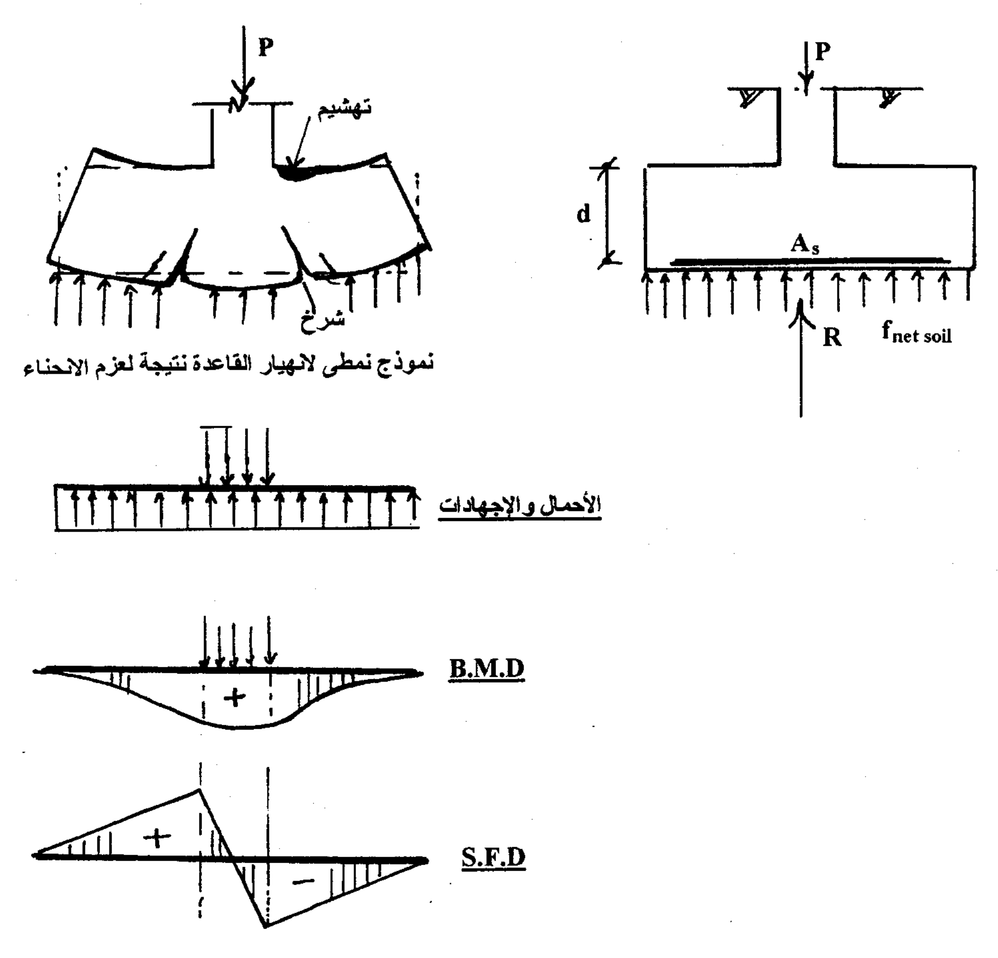
وذلــك لمــنع الانهيار على مستويات مائلة نتيجة للقوى القاصة وبذلك يجب ألا يتعدى إجهادات القص على الخرسانة عن الحدود المسموح بها.

- أقصـــى إجهـــاد قص ثاقب (punching shear stress) متولد على القطاع وذلك نتـــيجة للقـــوى القاصة الثاقبة المتولدة فى القاعدة لاحتمال ومنع انهيار القاعدة باختراق العمود للقاعدة. وبذلك يجب ألا تتعدى أقصى إجهادات قص ثاقبة واقعة على الخرسانة عن الحدود المسموح بها.
- أقصـــى إجهـــاد تماسك (Bond stress) متولد بين الخرسانة وحديد التسليح عند القطاعات المعرضة لأقصى عزم انحناء وذلك لمنع انهيار وانزلاق حديد التسليح مـــن داخل الخرسانة وبذلك يجب ألا تتعدى أقصى إجهادات التماسك عن الحدود المسموح بها للخرسانة.
- أقصى إجهاد ارتكاز واقع على القاعدة الخرسانية (Bearing stress) عند اتصالها بـــالعمود نتـــيجة لـــنقل حمل العمود من مساحة صغيرة وهى مساحة العمود إلى مســـاحة كبـــيرة وهـــى مساحة القاعدة المسلحة وفى هذه الحالة يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد ارتكاز عن الحدود المسموح بها لمقاومة ارتكاز الخرسانة وذلك كما سوف يرد فيما بعد.

٧-٣ بالنسبة لأقصى إجهاد انحناء واقع على القاعدة على كل من الخرسانة وحديد التسليح (تصميم القواعد لمقاومة عزوم الانحناء:

نتـــيجة للضـــغط الواقـــع على التربة من الأساس والذى يسمى فى الغالب إجهاد الـــتلامس بيـــن سطحى التربة وبطنية الأساس وهذا الإجهاد يعادل أقصى إجهاد صافى علـــى الـــتربة (f_{net}) ويؤثر من أسفل إلى أعلى على كامل مسطح القاعدة، ونتيجة لذلك وباعتبار العمود ركيزة للقاعدة فإنه باعتبار القاعدة كابولى مقلوب كما هو مبين بالشكل (٧-٢) فـــإن القاعدة سوف يحدث لها تشكلاً كما هو متوقع بالشكل (٧-٢) نتيجة لتولد إجهـــادات انحـــناء شد ببطنية الأساس على السطح الملامس للتربة وضغط على السطح العلـــوى للأســـاس وذلـــك بسبب تولد عزوم انحناء موجبة على القاعدة مسببة حدوث

انهـــيار انحناء (flexural failure) والذى يقاوم بواسطة عمق الأساس (d) وبفرض أن هذه القاعدة من الخرسانة المسلحة فإنه لمنع حدوث هذا النوع من الانـهيار نتيجة لعزم الانحـــناء فإنـــه يتطلب الأمر ضرورة وضع حديد تسليح رئيسى فى قاع القاعدة يتناسب مــع قيمة عزم الانحناء المتولد وعمق الأساس مع عدم الإخلال بأقصى إجهادات متولدة فى كل من الخرسانة وحديد التسليح بألا تتعدى الحدود المسموح بها وذلك حسب طريقة التصـــميم (التصميم المرن أو تحت حمل التشغيل أو التصميم الأقصى تحت أقصى حمل واقــع علـــى القاعدة) وطبقاً للأسس والاشتراطات وبنود الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية بالنسبة للكمرات.



شكل (٧-٢) القاعدة والأحمال والإجهادات المتولدة فيها (عزوم الانحناء والقوى القاصة)

والمشـــكلة تـــتلخص فى قطاع حرج على شكل مستطيل معرض إلى عزم انحناء أقصـــى (M_{max}) والمطلوب حساب السمك أو العمق المناظر والآمن لمقاومة هذا العزم وذلـــك بطريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل) أو بالتصميم الحدى للمقاومة (طريقة المقاومة القصوى) وذلك كما سوف يرد فيما بعد.

i - ***القطاع الحرج للعزوم:***

تؤخذ القطاعات الحرجة للعزوم على أساس أخذ قطاع رأسى يمر بالقاعدة كالآتى :

- بالنسبة للقواعد العادية المرتكز عليها قواعد مسلحة:

يكون القطاع الحرج على وجه القاعدة الخرسانية المسلحة وكما هو مبين بالشكل (٧-٣).

- بالنسبة للقواعد المسلحة المرتكز عليها أعمدة أو حوائط خرسانية مسلحة:

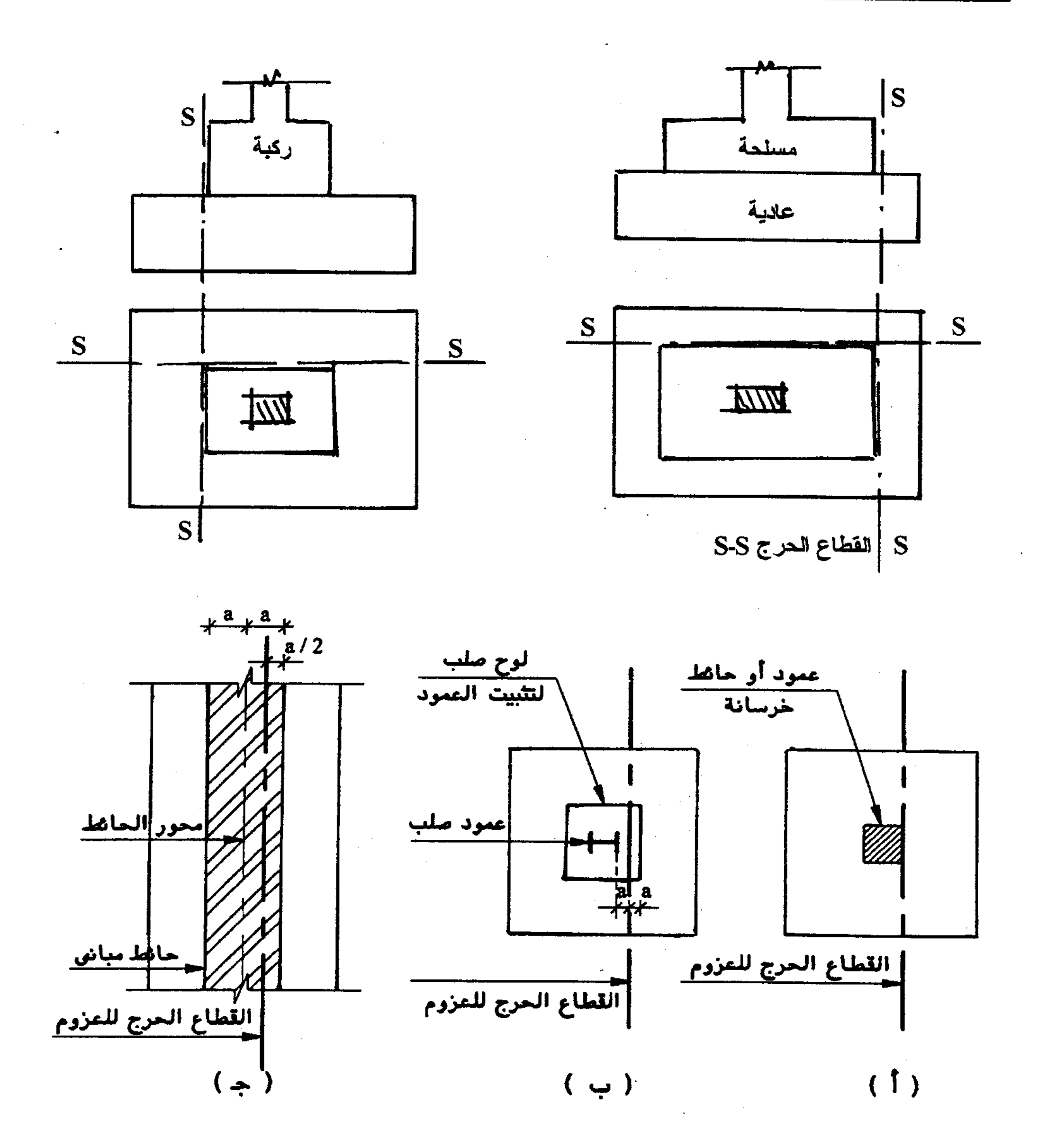
يكـــون القطاع الحرج على وجه العمود أو وجه الحائط الخرسانى المتصل بالقاعدة كما هو مبين بالشكل (٧-٣).

- بالنسـبة للقواعـد المسـلحة المرتكـز عليـها أعمـدة حديديـة مـن الصلب:

يكـــون القطاع الحرج عند منتصف المسافة بين حافة العمود وحافة اللوح الصلب المرتكز على القاعدة الخرسانية أسفل العمود - شكل (٧-٣).

- بالنسبة للقواعد المسلحة المرتكز عليها حوائط من الطوب:

يكـــون القـــاع الحـــرج عـــند منتصف المسافة بين منتصف وحرف حائط المبانى من الطوب المرتكزة على القاعدة - شكل (٧-٣).



شكل (٧-٣) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء فى القواعد الخرسانية

ii - *أقصى عزوم حانية على القطاع الحرج:*

Max. B.M at Critical Section:

يتم حساب العزوم الحانية وبالتالى أقصى عزم انحناء عند القطاعات الحرجة ولك بأخذ عزوم جميع القوى المؤثرة على القاعدة على جانب واحد من القطاع الحرج وكما سوف يرد فيما بعد.

iii- *عمق القاعدة وحديد تسليحها الرئيسى المقاوم لعزوم الانحناء:*

بمعلومية أقصى عزم انحناء سواء فى مرحلة التشغيل (M_{max}) أو عند أقصى حمل ($M_{u\ max}$) يؤثر على القاعدة منقول من العمود أو الحائط الخرسانى فإنه يمكن إيجاد وتحديد عمق القاعدة المناظر وحديد التسليح الرئيسى الذى يقاوم أى منها وذلك حسب طريقة التصميم سواء بطريقة التصميم المرن (إجهادات التشغيل working stress design) أو بطريقة الحد الأقصى للمقاومة (ultimate strength design) وكما يلى :

أ) التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل):

وفى هذه الحالة يتم تحديد عمق القطاع الخرسانى (t) وعمق حديد التسليح المطلوب (A_s) والمناظرة لقيمة (M_{max}) أقصى عزم انحناء مصاحب لأحمال التشغيل (الحمل الميت + الحمل الحى) وذلك بدلالة عرض القطاع وهو عرض القاعدة فى هذه الحالة الذى يقاوم عزم الانحناء ونوعية ورتبة كل من الخرسانة وحديد التسليح المستخدم وذلك بشرط ألا تتعدى أقصى إجهادات انحناء واقعة على كل من الخرسانة وحديد التسليح قيم أقصى إجهادات تشغيل مسموح بها لهذه المواد طبقاً للمرحلة الثانية لسلوك الخرسانة المسلحة بمعنى المعطيات هى :

(M_{max}) : أقصى عزم انحناء تشغيلى (t.cm)

(b) : عرض القطاع المقاوم للعزم (cm)

(f_s) : أقصى إجهاد واقع على حديد التسليح (kg/cm^2)

(f_c) : أقصى إجهاد انحناء واقع على الخرسانة (kg/cm^2)

($f_{s\ all}$) : أقصى إجهاد تشغيل شد مسموح به لحديد التسليح وهو يتوقف على رتبة حديد التسليح (kg/cm^2)

($f_{c\ all}$) : أقصى إجهاد تشغيل ضغط مسموح به للخرسانة فى الانحناء وهو يتوقف على رتبة الخرسانة (kg/cm^2)

وفى هذه الحالة يجب أن تكون ($f_c < f_{c\ all}$) ، ($f_s < f_{s\ all}$)

يـــتم تحديد عمق القطاع (d) ونسبة حديد التسليح (A_s) المطلوبة لمجابهة عـــزم الانحـــناء باستخدام المعادلات التصميمية الخاصة بالخرسانة المسلحة فى المرحلة المرنة (Stage II).

- العمق الفعال للقطاع:

$$\text{i.e.} \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad (cm) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}1) \quad *$$

حيث (k_1) : ثابت يتوقف على رتبة كل من حديد التسليح والخرسانة المستخدمة ولـــيس له تميـــيز ومن ثم يمكن إيجاد العمق الكلى (t) وهو يساوى $t = (d + c)$ حيـــث (c) ســـمك الغطـــاء الخرســـانى وهو فى حدود من ٥ - ٧ سم فى حالة الأساسات.

- مساحة الحديد المطلوبة:

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d} \quad (cm^2/b) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}2) \quad *$$

حيـــث (k_2) : ثابـــت يـــتوقف أيضـــاً على رتبة كل من حديد التسليح والخرسانة المســـتخدمة، وهذه المساحة (A_s) هى أقل مساحة مطلوبة لمقاومة عزم الانحناء المؤثـــر علـــى القطـــاع الحـــرج بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على كل من الخرســـانة وحديـــد التسليح أقصى إجهادات تشغيل مسموح بها ($f_{c\ all}$) ، ($f_{s\ all}$) علـــى الـــتوالى وذلـــك فـــى حالة وجود حديد تسليح فى منطقة الشد فقط وهذه المســـاحة يتم توزيعها على كامل العرض (b) بالكيفية والطريقة التى سوف ترد فـــيما بعد مع ملاحظة أن هذه القيمة (A_s) يجب ألا تقل عن الحدود الدنيا لها ولا تزيد عن الحدود القصوى لها كما سوف يرد فيما بعد.

- إجهادات التشغيل المسموح بها للخرسانة وحديد التسليح ($f_{c\ all}$ ، $f_{s\ all}$):

• يجب ألا تتعدى إجهادات التشغيل فى الخرسانة وحديد التسليح عن القيم المســـموح بها وطبقاً لرتبة حديد التسليح والخرسانة وكما هو وارد فى الجداول (٧-١) ، (٧-٢).

جدول (٧-١) إجهادات التشغيل المسموح بها للخرسانة فى الانحناء للقطاعات على شكل مستطيل

رتبة الخرسانة ($f_{c\,28}$) (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٣٠٠
إجهاد التشغيل المسموح به (كجم/سم٢) ($f_{c\,all}$)	٧٠	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٥

جدول (٧-٢) إجهادات التشغيل المسموح بها للصلب فى الانحناء لجميع رتب الخرسانة

رتبة الحديد أو الصلب	صلب طرى ٣٥/٢٤	صلب ٤٥/٢٨	صلب عالى المقاومة ٥٢/٣٦	صلب عالى المقاومة ٦٠/٤٠
إجهاد التشغيل المسموح به ($f_{s\,all}$) كجم/سم٢	١٤٠٠	١٦٠٠	٢٠٠٠	٢٢٠٠

• إذا كانت الإجهادات الناتجة عن تأثير الرياح أو الانكماش أو الزلازل أو تغيير درجة الحرارة أو الاحتكاك فى الركائز أو الهبوط غير المتساوى المحتمل لمنشأ ما ينتظر زيادتها على ١٥% من الإجهادات الناتجة عن الأحمال الرئيسية، فيجب فى هذه الحالة عند حساب المنشأ وتصميم القواعد اعتبار هذه العوامل، وهنا يمكن عندئذ زيادة الإجهادات المسموح بها فى حدود ١٥% لكل قيمة مذكورة فى الجداول السابقة (٧-١) ، (٧-٢) وذلك لكل عامل من هذه العوامل وبحد أقصى مقداره ٢٥% لكل هذه العوامل مجتمعة مع ملاحظة عدم الجمع بين تأثيرات الزلازل والرياح.

• فى حالة المقاطع المستطيلة المعرضة لعزوم انحناء مزدوجة يمكن زيادة أقصى إجهاد مسموح به للضغط وارد فى الجدول (٧-١) عند ركن المقطع المعرض لأقصى إجهاد ضغط بمقدار ١٠ كجم/سم٢.

– قيم الثوابت (k_1) ، (k_2) المناظرة لرتب الخرسانة المختلفة:

لتحديد كلا من عمق وسمك القطاع (d) وكذلك كمية حديد التسليح المطلوبة (A_s) على أساس حديد فى منطقة الشد فقط وبحيث لا تتعدى الإجهادات

المتولدة فى القطاعات المعرضة لعزوم انحناء عن الحدود المسموح بها والواردة فى الجداول السابقة (٧-١) ، (٧-٢) هى كما يلى :

جدول (٧-٣)

رتبة الخرسانة المستخدمة (kg/cm^2)		قيمة الثابت (k_1) فى حالة استخدام حديد رتبته			قيمة الثابت (k_2) فى حالة استخدام حديد رتبته		
f_c 28	$f_{c\ all}$	٣٥/٢٤ $f_s = 1400$	٥٢/٣٦ $f_s = 2000$	٦٠/٤٠ $f_s = 2200$	٣٥/٢٤ $f_s = 1400$	٥٢/٣٦ $f_s = 2000$	٦٠/٤٠ $f_s = 2200$
C 180	٧٠	٠,٢٧٩	*	*	١٢٠٠	*	*
200	٨٠	٠,٢٥٣	٠,٢٧٦	٠,٢٨٣	١١٨٥	١٧٥٠	١٩٤١
225	٩٠	٠,٢٣٣	٠,٢٥٠	٠,٢٥٨	١١٧١	١٧٣٠	١٩٢٠
250	٩٥	٠,٢٢٤	٠,٢٤٣	٠,٢٤٨	١١٦٥	١٧٢٢	١٩١٢
275	١٠٠	٠,٢١٦	٠,٢٣٣	٠,٢٣٩	١١٥٩	١٧١٥	١٩٠٤
300	١٠٥	٠,٢٠٩	٠,٢٢٦	٠,٢٣٢	١١٥٣	١٧١٠	١٨٩٨

ملحوظة: فى حالة اختلاف قيمة (f_c) عن القيم الواردة بعاليه فإنه يمكن إيجاد قيمة كل من الثوابت (k_1) ، (k_2) من القيم المناظرة فى جدول وكتب الخرسانة المسلحة.

* لا يوصى باستخدام صلب عالى المقاومة مع خرسانة رتبتها أقل من ٢٠٠ كجم/سم٢

ب) التصميم الحدى للمقاومة القصوى:

Limit State Design Ultimate Strength:

فى هذه الحالة تكون المعطيات هى :

(M_u) : أقصى عزم انحناء واقع على القطاع الحرج نتيجة للحالة الحدية للمقاومة القصوى للأحمال بالكجم.سم

(b) : عرض القطاع الخرسانى المراد تصميمه والمعرض إلى (M_u) (سم)

، (f_y) : رتبة حديد التسليح المستخدم (إجهاد الخضوع) (كجم/سم٢)

، (f_{cu}) : رتبة الخرسانة المستخدمة (أقصى مقاومة ضغط بعد ٢٨ يوماً) كجم/سم٢

والمطلـــوب هو (d) عمق القاعدة الفعال أو القطاع ، (A_s) مساحة حديد التسليح المناظرة لكل من (d) ، (b).

فــى هــذه الحالـــة يـــتم اســـتخدام المعادلات الخاصة بالمقاومة القصوى للقطاعات الخرسانية ذات حديد تسليح فى منطقة الشد فقط وهذه المعادلات هى :

- i * $$d = c_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}\, b}} \quad (cm) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}3)$$

حيث (c_1) ثابت يتراوح ما بين ٤ ، ٥ للقواعد

وبالـــتالى يـــتم حســـاب العمـــق الكلى الفعال للقاعدة (t = d + cover) حيث الـــ (cover) يتراوح ما بين ٥ ، ٧ سم.

ثم يتم حساب كمية حديد التسليح المناظرة لهذا العمق من المعادلات التالية :

* $$A_s = w \frac{f_{cu}}{f_y} b\, d \quad (cm^2/b) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}4)$$

حيـــث (w) ثابت يتوقف على قيمة الثابت (c_1) ويمكن إيجادهما من المنحنى (A) شكل (مرفقات).

وهـــذه الكمـــية يتم توزيعها على كامل العرض (b) بالكيفية التى سوف ترد فيما بعد.

أو

$$A_s = \frac{M_u}{f_y\, j\, d} \quad (cm^2 / b)$$

حيث (j) ثابت يتوقف على قيمة الثابت (c_1) والتى يمكن إيجادها من المنحنى (B) شكل (مرفقات) مع ضرورة التحقق عند استخدام هذا المنحنى (B) من قيمة $\left(\frac{c}{d}\right)$ المـــناظرة لكـــل من قيم (j) ، (c_1) بحيث يجب ألا تتعدى القيم القصوى $\left(\frac{c}{d}\right)_{max}$ المـــناظرة لرتب حديد التسليح المستخدم (f_y) وإلا إذا زادت فيجب استخدام حديد تسليح فى منطقة الضغط ($A`_s$) وهذا غير مستحب فى القواعد.

- ii * $$d = k_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} \quad (cm) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}5)$$

حيث الثابت (k_u) يتراوح ما بين ٠,٣ ، ٠,٥ للقواعد.

وبمعلومية (k_u) يتم إيجاد نسبة حديد التسليح (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) الخاصـــة بالتصـــميم الحدى شكل (مرفقات) وبحيث لا تقل هذه النسبة عن الحــد الأدنى المسموح به لنسبة حديد التسليح (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى لها للحد من الانهيار المفاجئ (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة حديد التسليح المستخدم (f_y).

i.e. $A_s = \mu\ b\ d \quad (cm^2 / b)$ .... (7-6) *

ملحوظة:

لمــزيد مــن التفاصــيل يتم الرجوع إلى التصميم الأقصى والحدى واللدن للعناصــر الخرســانية المسلحة الجزء الثامن من سلسلة دليل المهندس الإنشائى للمؤلف.

iv - ***الحد الأدنى لنسبة حديد التسليح الرئيسى:***

للــتحكم فـــى تشـــريخ القواعد المسلحة المعرضة لعزوم انحناء والمزودة بتسليح ناحية الشد فقط أى (حديد سفلى ملامس للتربة) ولضمان وجود ممطولية كافية وجعل الانهيار نتيجة لوصول الحديد إلى الخضوع قبل وصول الخرسانة فى مـــنطقة الضغط إلى تهشيم فيجب ألا تقل أدنى نسبة حديد تسليح فى القطاع عن القيمة الأصغر مما يلى :

i - $\mu_{min} \nless \dfrac{A_s}{b\,d} = \dfrac{11}{f_y}$ .... (7-7) *

حيث (f_y) هو إجهاد الخضوع لحديد التسليح

ii - تـــزيد ٣٠% عن النسبة المطلوبة لمقاومة عزم الانحناء والمحسوبة من المعادلة $d = k_1 \sqrt{\dfrac{M}{b}}$

i.e. $\mu_{min} \nless 1.3\ A_{s\ req.}$

iii- لا تقل عن : ٠,٢٥% للصلب الطرى

$\mu_{min}\ \% \nless 0.25\ \%$ for mild steel

، ٠,١٥ % للصلب العالى المقاومة

$\mu_{min}\ \% \nless 0.15\ \%$ for High Tensile steel

V - *الحد الأقصى لنسبة حديد التسليح الرئيسى:*

لجعل الانهيار فى القواعد نتيجة لعزم الانحناء سببه الحديد وليس الخرسانة أى جعل القطاع من النوع المتوازن فإنه يتم التحكم فى نسبة حديد التسليح القصوى فى القطاع الخرسانى والتى يجب ألا تتعدى حد معين طبقاً لرتبة حديد التسليح ورتبة الخرسانة وكما هو وارد فى الجدول التالى (٧-٤).

جدول (٧-٤)

رتبة حديد التسليح المستخدم	الحد الأقصى لنسبة حديد التسليح (μ_{max}) حسب رتبة الخرسانة ($f_{c\,28}$) (كجم/سم٢)					
	C 180	C 200	C 225	C 250	C 275	C 300
٢٤/٣٥ صلب طرى	١,٥٤١	١,٧١٢	١,٩٢٦	٢,١٤٠	٢,٣٥٤	٢,٥٦٨
٢٨/٤٥ صلب عالى المقاومة	١,٢٦٠	١,٤٠٠	١,٥٧٥	١,٧٥٠	١,٩٢٥	٢,١٠٠
٣٦/٥٢ صلب عالى المقاومة	٠,٩٠٠	١,٠٠	١,١٢٥	١,٢٥٠	١,٣٧٥	١,٥٠٠
٤٠/٦٠ صلب عالى المقاومة	٠,٧٧٦	٠,٨٦٢	٠,٩٧٠	١,٠٧٨	١,١٨٥	١,٢٩٣

VI- *توزيع صلب التسليح الرئيسى المقاوم لعزوم الانحناء فى القواعد:*

❂ بالنسبة للقاعدة المربعة:

يتم توزيع الحديد الرئيسى فى القواعد المربعة الشكل توزيعاً منتظماً على كامل عرض القاعدة فى الاتجاهين ويمكن توزيعه طبقاً لمنحنى عزوم الانحناء.

❂ بالنسبة للقاعدة المستطيلة:

يوزع تسليح القواعد المستطيلة الشكل توزيعاً منتظماً أو طبقاً لمنحنى عزوم الانحناء ويمكن توزيعه كما هو مبين بالشكل (٧-٤) طبقاً لما يلى:

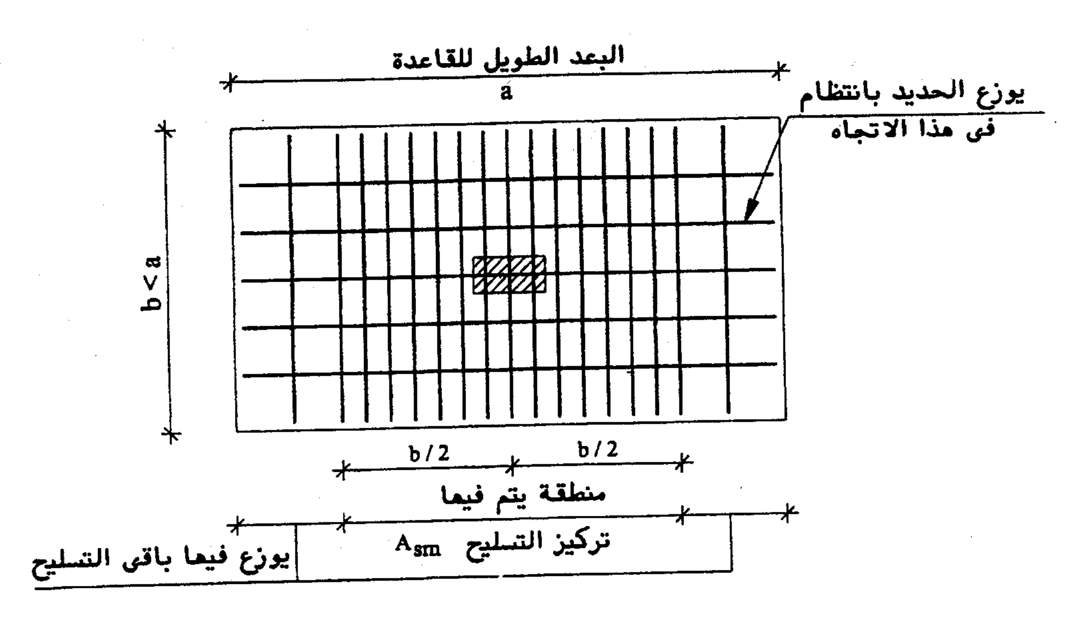
- يتم توزيع حديد التسليح توزيعاً منتظماً فى الاتجاه الطويل للقاعدة.
- يركز التسليح فى الاتجاه القصير فى مسافة متمركزة مع العمود تساوى البعد القصير للقاعدة أو طول مقطع العمود مضافاً إليه سمك القاعدة أيهما أكبر كما هو مبين بالشكل (٧-٨).

ويـــتم تحديد نسبة صلب التسليح فى منطقة التمركز (A_{sm}) إلى إجمالى التسليح فى الاتجاه القصير (A_{ss}) بالمعادلة التالية :

$$\frac{A_{sm}}{A_{ss}} = \frac{2}{\left[\frac{a}{b}+1\right]} \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}8) \quad *$$

حيث (a) : هو البعد الطويل للقاعدة

، (b) : هــو الــبعد القصير للقاعدة أو طول مقطع العمود (فى الاتجاه b) مضافاً إليه سمك القاعدة أيهما أكبر.



شكل (٧-٤) توزيع صلب التسليح فى القواعد المستطيلة

٧-٣ بالنسـبة لأقصى إجهاد قص على القاعدة : (تصميم القواعد لمقاومة القوى القاصة):

★ كمـا ذكرنا سابقاً فإنه نتيجة لضغط التربة على الأساس فإنه سوف يتولد فى القواعــد قــوى قاصـــة (shearing forces) وأن هذه القوى تعمل على انهيار القواعد المســلحة علـــى مســتويات مائلة نتيجة لتولد إجهادات قص بالقطاع الخرسانى تتعدى الحــدود المسموح بها وحيث أن إجهادات القص المتولدة فى الخرسانة تتوقف على كل

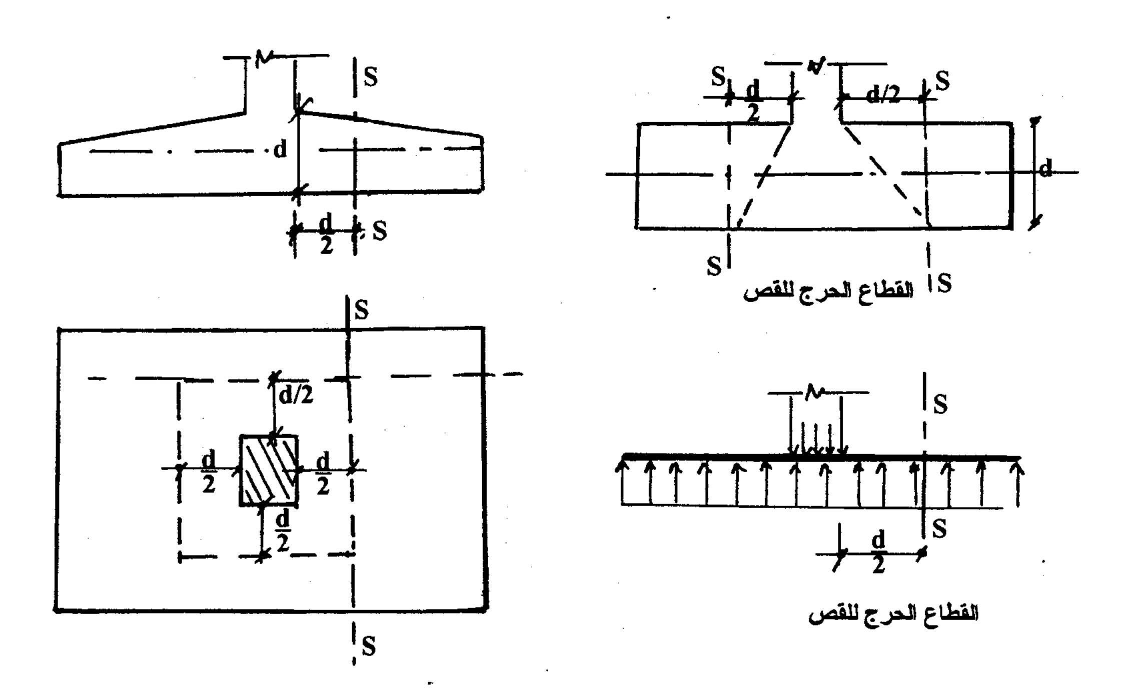
مـــن قـــيمة الإجهـــاد الواقع على التربة وبالتالى على قيمة أقصى قوة قاصة تؤثر على القطـــاع الحرج للقص وعلى أبعاد القطاع الخرسانى المقاوم لهذه القوى القاصة وكذلك على مدى انتظام المقطع الخرسانى.

★ فـــى هـــذه الحالة تتلخص المشكلة فى قطاع حرج معرض لقوة تشغيل قاصة (Q_{max}) أو أقصـــى قـــوة قاصـــة $(Q_{u\ max})$ والمطلوب إيجاد العمق الكافى والفعال الذى يقاوم هذه القوى بحيث لا يحدث انهيار قصى للقاعدة على مستوى مائل.

i - ***القطاع الحرج للقص:***

*i - **Critical Section for Shear:***

يؤخـــذ القطـــاع الحـــرج للقـــص على مسافة من وجه العمود أو الحائط الخرســـانى المرتكز على القاعدة تساوى نصف العمق أو الارتفاع الفعال للقاعدة $\left(\frac{d}{2}\right)$ وكما هو مبين بالشكل (٧-٥) حيث (d) هو أقصى عمق فعال للقاعدة.



شكل (٧-٥) القطاع الحرج للقص

ii – *أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج:*

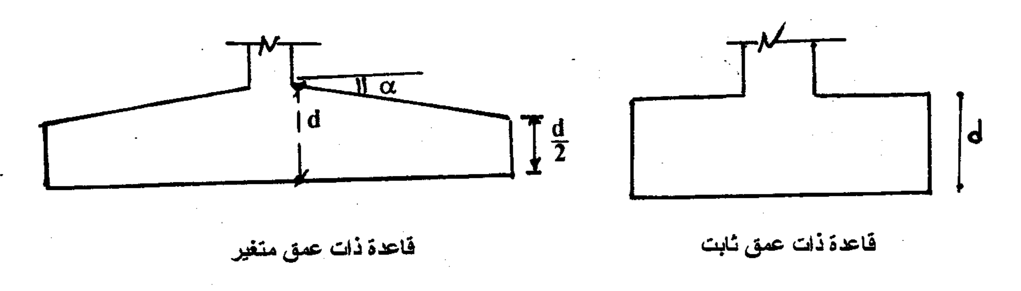
ii - *Max. Shearing Force at Critical Section:*

تحسب القوى القاصة فى القواعد فى كل من الاتجاهين الطولى والعرضى للقـــاعدة وذلك عند القطاعات الحرجة للقص وذلك بحساب جميع القوى المؤثرة على القاعدة من جانب واحد من القطاع الحرج نتيجة لضغط التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى.

iii– *حساب أقصى إجهادات قاصة على القطاع الحرج:*

يــتم حساب أقصى إجهادات قص فى القواعد سواء فى الاتجاه الطولى أو العرضى وذلك طبقاً لطريقة التصميم وبمعلومية أقصى قوة تشغيل قاصة (Q_{max}) والمــناظرة لأحمــال التشــغيل أو أقصى قوة قص عند الحمل الأقصى ($Q_{u\ max}$) والمــناظرة لأقصـــى حمل وذلك باتباع طريقة التصميم المرن أو طريقة التصميم الحدى للمقاومة كالآتى :

ملحوظة: وفى كلتا الحالتين يتوقف أقصى إجهاد قص على قيمة القوى القاصة وعلـــى عرض القطاع وعلى عمق القطاع (القاعدة) وأيضاً على ميل السـطح العلــوى للقــاعدة [أى هل القاعدة ذات عمق ثابت أو عمق متغير كما هو مُبين بالشكل (٧-٦)].



شكل (٧-٦)

أ) التصميم المرن للإجهادات القاصة:

يحسب إجهاد تشغيل القص (q) من المعادلات التالية :

– قاعدة ذات عمق ثابت:

$$q = \frac{Q_{max}}{b\,d} \quad (kg/cm^2) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}9) \quad *$$

– قاعدة ذات عمق متغير:

$$q = \frac{Q_{max}}{b\,d} - \frac{M \tan\alpha}{b\,d^2} \quad (kg/cm^2) \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}10) \quad *$$

حيث (Q_{max}) : هو أقصى قوة تشغيل قاصة (كجم) عند القطاع الحرج

، (b) : هو عرض القاعدة (cm)

، (d) : عمق القاعدة الفعال عند القطاع الحرج

، $(\tan\alpha)$: هو ظل زاوية ميل تغيير عمق القاعدة مقاسة من محور العمود ويجب ألا تزيد هذه القيمة عن ٠,٣٣

ولمنع حدوث الانهيار بالقص يجب ألا تتعدى القيمة المحسوبة أى أقصى إجهاد تشغيل قص عن أقصى إجهادات التشغيل المسموح للخرسانة والواردة فى الجدول التالى (q_c) (٧–٥)

جدول (٧–٥) إجهادات القص المسموح بها للخرسانة فى القواعد

مقاومة ورتبة الخرسانة المميزة (f_{cu}) (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
مقاومة الخرسانة للقص بدون تسليح فى القواعد (q_c) (كجم/سم٢)	٤	٥	٥	٦	٦	٦

ب) التصميم الأقصى للقوى القاصة *(Ultimate Shear Strength)*:

تحسب الإجهادات القصوى للقص من المعادلات التالية :

– قاعدة ذات عمق ثابت:

$$q_u = \frac{Q_{u\,max}}{b\,d} \quad kg/cm^2 \qquad \text{..........} \qquad (7\text{-}11) \quad *$$

- قاعدة ذات عمق متغير :

$$q_u = \frac{Q_{u\,max}}{b\,d} - \frac{M_{u\,max}\tan\alpha}{b\,d^2} \quad (kg/cm^2) \quad .... \quad (7\text{-}12) \quad *$$

حيث $(Q_{u\,max})$: هو أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج (كجم)

، $(M_{u\,max})$: هو أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (كجم.سم)

، (b) : هو عرض القطاع أو القاعدة (سم)

، (d) : سمك القطاع أو ارتفاع القاعدة الفعال عند القطاع الحرج (سم)

، $(\tan\alpha)$: هو ظل زاوية ميل تغيير عمق القاعدة مقاسة من محور العمود وبحيث لا تزيد هذه القيمة عن ٠,٣٣

لمنع حدوث انهيار بالقص يجب ألا تتعدى القيمة المحسوبة أى أقصى إجهاد قص للخرسانة (q_{cu}) طبقاً للمعادلة التالية وذلك على أساس أن مقاومة القص بالقواعد تكون بالخرسانة فقط وليس بحديد التسليح الجزعى كما هو الحال فى الكمرات حيث :

$$q_{cu} = 0.5\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \geq q_u \quad kg/cm^2 \quad .... \quad (7\text{-}13) \quad *$$

أى يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات قص واقعة على القواعد (q_u) والمحسوبة من المعادلات (7-11) ، (7-12) عن القيم التالية طبقاً لتربة الخرسانة المستخدمة (جدول ٧-٦).

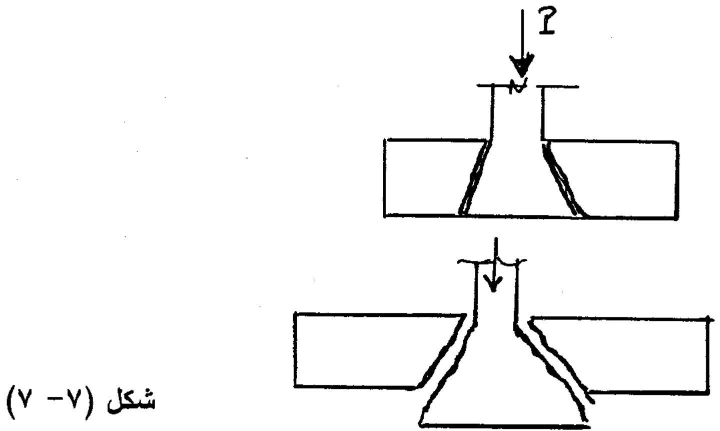
جدول (٧-٦)

رتبة الخرسانة المستخدمة (f_{cu}) (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
أقصى إجهاد قص للخرسانة بالقواعد (q_{cu}) (كجم/سم٢)	٦	٦	٦,٥	٧	٧	٧,٥

٧-٤ بالنسبة لأقصى إجهاد قص ثاقب على القاعدة : (تصميم القواعد لمقاومة القص الثاقب):

★ نتيجة لصغر قطاع العمود (a×b) المرتكز على القاعدة ذات القطاع الكبير (L×B) فإنه نتيجة لهذا التغيير المفاجئ فهناك احتمال اختراق العمود للقاعدة بواسطة

القص المباشر (Direct Shear) والذى يسمى فى هذه الحالة بالقص الثاقب (Punching shear).



شكل (٧- ٧)

★ وكمـــا هـــو مبين بالكروكى شكل (٧- ٧) فإنه عند زيادة الحمل المنقول من العمـــود إلى القاعدة فإنه يخترق القاعدة ليس على محيط العمود كما يظن البعض ولكن يحـــدث الانهـــيار المصـــاحب للاختراق بثقب القاعدة على سطح هرمى الشكل فى حالة الأعمـــدة ذات القطاعـــات المستطيلة وسطح مخروطى الشكل فى حالة الأعمدة الدائرية وبـــأى ســـطح آخر على شكل يحدد حسب شكل قطاع العمود وأن سبب هذا الانهيار هو القـــوى القاصـــة الموازية لسطح التلامس للمستوى الحادث فيه الانهيار وهى إجهادات قص تسمى بإجهادات القص الثاقب.

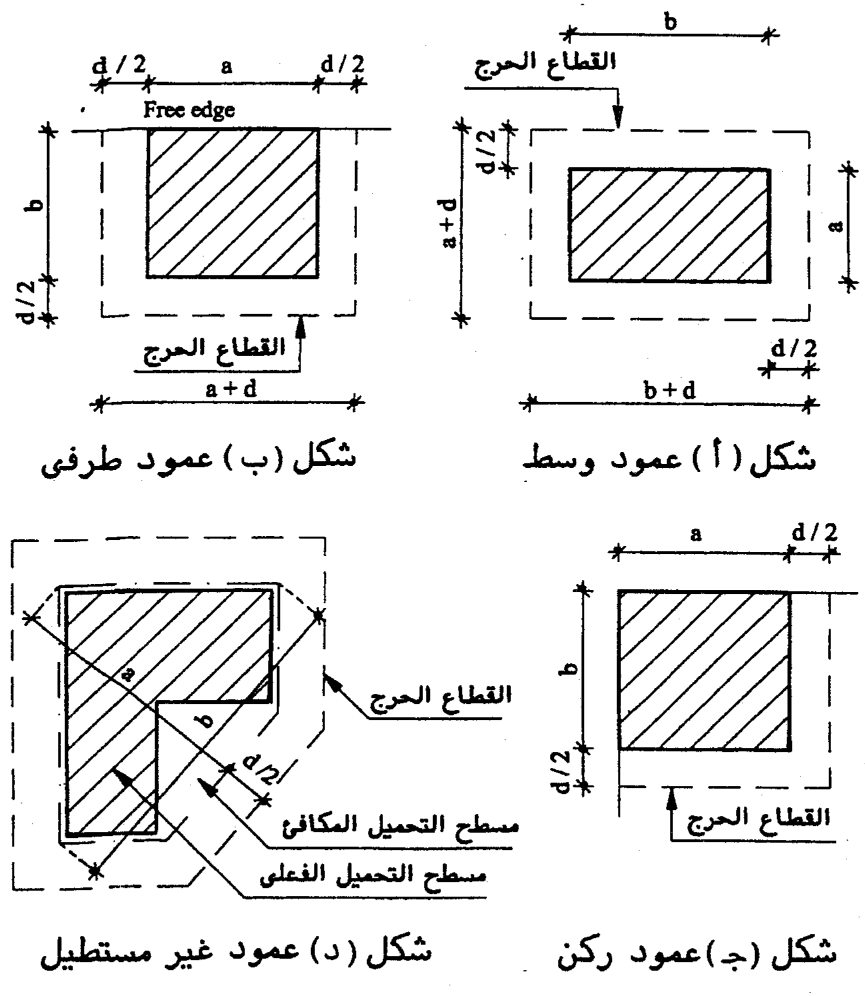
★ ولمنع حدوث مثل هذا النوع من الانهيار القصى فإنه يجب ألا تتعدى إجهادات القص الثاقب المتولدة على القطاع الحرج للقص الثاقب عن القيم والحدود المسموح بها لهذا النوع من القوى القاصة.

i - *القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب:*

i - *Critical Section for Punching Shear:*

يعتبر القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب بجوار الأحمال المركزة فـــى القواعـــد والأساسات وعلى بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من محيط تأثير القوة المركزة المنقولة مـــن العمود إلى القاعدة أو الأساسات ويتوقف سطح ومحيط تأثير القص الثاقب علـــى كلاً من شكل مقطع العمود (مربع مستطيل دائرى .... الخ) وعلى موضع

العمود بالنسبة للقاعدة هل هو عمود وسط أو طرفى أو عمود ركن .... الخ كما هو مبين بالشكل (٧-٨).



شكل (٧-٨) القطاعات الحرجة فى القص الثاقب للقواعد

ii - *أقصى قوة قص ثاقبة على القواعد عند القطاع الحرج (Q_p) أو (Q_{up}):*

يـــتم تقدير وحساب أقصى قوة قص ثاقبة سواء فى مرحلة التشغيل (Q_p) أو عند التأثير بأقصى حمل (الحمل الأقصى) (Q_{up}) وذلك عند القطاعات الحرجة للقـــص وذلك بحساب قيمة القوى القاصة المؤثرة على القاعدة على كامل محيط القطاع الحرج للقص وكما سوف يرد فيما بعد.

iii- طـريقة حسـاب قيمة إجهادات القص الثاقبة وكيفية تحديد عمق وسمك القاعدة اللازم لمقاومة هذه الإجهادات:

iii- *Magnitude of Punching Shear and Value of Foot Depth Required for Resisting Such Shear:*

بمعلومـية قيمة قوة القص الثاقب سواء فى مرحلة التشغيل (Q_p) أو عند أقصـى حمل (Q_{up}) والمؤثرة على القطاع الحرج فإنه يمكن تقدير وحساب قيمة إجهـادات القص الثاقبة المتولدة على القاعدة والمناظرة لكل حالة وبالتالى يمكن تحديـد سمك وعمق القاعدة المطلوب لمقاومة هذه الإجهادات المتولدة بحيث لا تـتعدى قـيم هذه الإجهادات عن الحدود والقيم المسموح بها والمناظرة لطريقة التصـميم سـواء بطـريقة التصـميم المرن (إجهادات التشغيل) أو بطريقة الحد الأقصى للمقاومة (Ultimate strength design) وكما يلى :

أ) التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل):

- يحسب إجهاد القص الثاقب من المعادلة التالية :

$$q_p = \frac{Q_p}{b_o\, d} \quad kg/cm^2 \qquad \text{............} \qquad (7\text{-}14) \quad *$$

حيث (Q_p) : هى قيمة قوة القص الثاقبة عند حمل التشغيل (كجم)

، (d) : هو العمق الفعال للقاعدة أو الأساس (سم)

، (b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج (سم) شكل (٧-٨)

- يحـدد سمك القاعدة أو الأساس (d) لمقاومة القص الثاقب على أساس أن القـص الثاقـب يقاوم بواسطة الخرسانة فقط وبدون مشاركة من أسياخ التسـليح وذلـك بحسـاب ما يسمى بمقاومة الخرسانة الاعتبارية للقص الثاقـب عـند التشـغيل (q_p) وهى القيمة الأصغر من المعادلتين التاليتين (7-15) ، (7-16) ومقارنـة هذه القيمة بالقيمة المسموح بها للقص الثاقب عـند حمل التشغيل (q_{cp}) والتى يتم حسابها من الجدول (٧-٦). أى يجب فى هذه الحالة ألا تتعدى القيمة الأصغر المحسوبة من المعادلتين (7-15) ، (7-16) القيمة المسموح بها (q_{cp}) والواردة فى الجدول (٧- ٧) حيث :

مقاومـــة الخرســـانة الاعتبارية للقص الثاقب تتوقف على رتبة الخرسانة وقطاع العمود كما يلى :

$$q_p = 2.5\left[\frac{\alpha . d}{b_o} + 0.2\right] q_{cp} \le q_{cp} \quad kg/cm^2 \quad .... \quad (7\text{-}15) \quad *$$

$$q_p = \left[0.5 + \left(\frac{a}{b}\right)\right] q_{cp} < q_{cp} \quad kg/cm^2 \quad .... \quad (7\text{-}16) \quad *$$ ،

حيـــث (a) ، (b) هما البعدين الأصغر والأكبر لمسطح التحميل المستطيل الشكل. أمـــا فى مسطحات التحميل الأخرى غير المستطيلة فيتم تحديد قيم (a) ، (b) بعد أخذ مسطح تحميل فعال بحيث يكون محيط المسطح الفعـــال الـــناتج أقـــل مـــا يمكن والبعد (b) هو أطول بعد لمسطح التحمـــيل الفعـــال والـــبعد (a) هو أطول بعد عمودى على (b) من مسطح التحميل.

، (b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج

، (d) : هـــو عمـــق القـــاعدة الفعال كما هو مبين بالشكل (٧-٨) لقطاع تحميل على شكل حرف L

، (α) : معـــامل يســـاوى (٤) للعمود الداخلى ، (٣) للعمود الطرفى ، (٢) لعمود الركن كما هو موضح بالشكل (٧-٨).

وبـــناء علـــى ما جاء بعاليه فإنه فى حالة عدم تحقق المعادلة $[q_b < q_{cb}]$ فإنـــه فى هذه الحالة يتم زيادة عمق القاعدة أو الأساس حيث أن أى زيادة طفيفة فـــى هذا العمق تؤدى إلى خفض كبير وملحوظ فى قيمة (q_b) كما سوف يرد فى الأمثلة.

جدول (٧- ٧) قيم إجهادات القص الثاقب المسموح به عند التشغيل (q_{cp})

رتبة الخرسانة $(f_{c\,28})$ (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
إجهاد القص الثاقب المسموح به (q_{cp}) (كجم/سم٢)	٧	٨	٨	٩	٩	١٠

ب) التصميم الحدى للمقاومة القصوى للقص الثاقب:

b) Limit State Design of Ultimate Strength for Punching Shear:

- يحسب إجهاد القص الثاقب الأقصى عند القطاعات الحرجة للقص الثاقب من المعادلة التالية :

$$q_{up} = \frac{Q_{up}}{b_o\, d} \quad (kg/cm^2) \qquad \text{.......... (7-17)} \quad *$$

حيث (Q_{up}) : هى قيمة أقصى قوة قص ثاقبة عند القطاع الحرج عند أقصى حمل (كجم)

، (d) : هو العمق الفعال المقاوم للقاعدة أو الأساس (سم)

، (b_o) : هو طول محيط القطاع الحرج للقص الثاقب (سم)

- يحدد سمك القاعدة أو الأساس (d) لمقاومة القص الثاقب عند الحمل الأقصى على أساس أن القص الثاقب يقاوم فقط بواسطة الخرسانة وبدون مشاركة من أسياخ التسليح وذلك بحساب ما يسمى بمقاومة الخرسانة القصوى الاعتبارية للقص الثاقب (q_{up}) وهى القيمة الأصغر من حساب المعادلتين التاليتين (7-19) ، (7-20) ومقارنة هذه القيمة الأصغر بأقصى قيمة تتحملها الخرسانة عند الانهيار أو عند الحمل الأقصى (q_{cup}) وهذه القيمة الأخيرة تتوقف على رتبة الخرسانة أى يجب تحقيق المعادلة التالية:

$$q_{up} \le q_{cup} \qquad \text{............ (7-18)} \quad *$$

حيث (q_{up}) هى القيمة الأصغر من المعادلتين

$$q_{up} = 2.5\left[\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 0.2\right]\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad kg/cm^2 \qquad \text{.......... (7-19)} \quad *$$

$$q_{up} = \left[0.5 + \left(\frac{a}{b}\right)\right]\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad kg/cm^2 \qquad \text{.......... (7-20)} \quad *$$ ،

وقيمة (q_{cup}) تتوقف على رتبة الخرسانة وكما يلى بالجدول (٧-٨)

$$q_{cup} = \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad \text{............ (7-21)} \quad *$$

جدول (٧-٨) قيم أقصى إجهادات قص ثاقبة عند الحمل الأقصى (q_{cup})

رتبة الخرسانة ($f_{c\,28}$) (f_{cu}) (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
أقصى إجهاد قص ثاقب (q_{cup}) (كجم/سم٢)	١١,٠	١١,٥	١٢,٠	١٣,٠	١٣,٥	١٤,٠

٧-٥ بالنسبة لأقصى إجهادات تماسك لحديد التسليح (تصميم القواعد لمقاومة إجهاد التماسك):

★ نتيجة لمقاومة عزوم الانحناء المعرض لها القواعد فإنه يلزم وضع حديد تسليح رئيسى فى مناطق الشد وعند القطاعات الحرجة المعرضة لأقصى عزوم انحناء وهذا الحديد ذو مساحة معينة (A_s) وعدد وقطر معين ($n\ \phi$). وهذا الحديد يجب أن يكون التشكل الحادث فيه متوافقاً ومتوائماً مع التشكل الحادث فى الخرسانة حوله الأمر الذى يتطلب عدم إنسلاخه أو انزلاقه من داخل الخرسانة وهذا لا يتأتى إلا بتوفير تماسك معين بين الحديد والخرسانة. لذلك فإنه لمنع حدوث هذا النوع من الانهيار (الانهيار نتيجة لفقد تماسك الخرسانة مع الحديد) يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات تماسك على القطاعات الحرجة للقوى القاصة عن القيم والحدود المسموح لهذا النوع من القوى القاصة.

★ فى هذه الحالة تتلخص المشكلة فى قطاع معرض لقوى تشغيل (Q_{max}) أو أقصى قوة قاصة ($Q_{u\ max}$) والمطلوب إيجاد العمق الكافى والفعال الذى يقاوم هذه القوى بحيث لا يحدث الانهيار قصى بفقد التماسك أو انزلاق الحديد من داخل الخرسانة.

i - *القطاع الحرج للتماسك (Critical Section for Bond):*

يكون ويؤخذ القطاع الحرج للتماسك هو نفس القطاع الحرج لعزوم الانحناء للقواعد المسلحة أو عند المقاطع التى عندها تغيير إما فى عمق القطاع الخرسانى أو فى كمية وعدد حديد التسليح الرئيسى. وعليه فإنه للقواعد المسلحة ذات القطاع الثابت فإن القطاع الحرج للتماسك يكون عند وجه العمود أو الحائط المرتكز على القاعدة مباشرة.

ii – *طول التماسك المقاوم للإجهادات والانهيار نتيجة للتماسك:*

يجـب أن يكون لأسياخ التسليح طول تماسك كافى (ℓ_d) وذلك لمنع حدوث انهيار التماسـك أو انشـقاق الخرسـانة وبالتالى يجب أن يمتد صلب التسليح على جانبى أى مقطـع بطـول تماسك يتناسب مع قوة الشد أو الضغط فى السيخ عند هذا المقطع وهذا الطـول (ℓ_d) يمكن تحديده حسب طريقة التصميم سواء بطريقة التصميم المرن أو الحد الأقصى للمقاومة وكما يلى :

أ) التصميم المرن (باستخدام إجهادات التشغيل) لإجهاد التماسك:

• فـى هذه الحالة يتم حساب قيمة إجهاد التماسك بين الخرسانة والحديد (q b) من المعادلة المعروفة التالية :

$$q_b = \frac{Q_{bond}}{0.87\, d\, \Sigma o} \qquad \text{...........} \qquad (7\text{-}22) \quad *$$

حيث (Q_{bond}) : هـى قـيمة قوى التماسك القاصة عند القطاع الحرج لعزوم الانحـناء وذلك عن طريق حساب جميع القوى المؤثرة على القـاعدة مـن جانب واحد من القطاع الحرج نتيجة لضغط التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى.

، (d) : هو العمق الفعال للقاعدة المسلحة.

، (Σo) : مجموع محيط الأسياخ الفعالة الموجودة عند القطاع الحرج.

• ولمـنع حـدوث الانهيار بالتماسك يجب ألا تتعدى قيم إجهادات التماسك المحسوبة من المعادلة السابقة (7-22) (q_b) عن الحدود المسموح بها لإجهادات التماسـك للخرسانة (q_{ball}) والتى تتوقف على نوع وشكل حديد التسليح (أسياخ ملسـاء أو أسياخ مشكلة ذات نتوءات). ويمكن أخذ القيم المسموح بها لإجهادات التماسك (q_{ball}) كما يلى :

– للأسياخ المشكلة ذات النتوءات *(for deformed Bars)*:

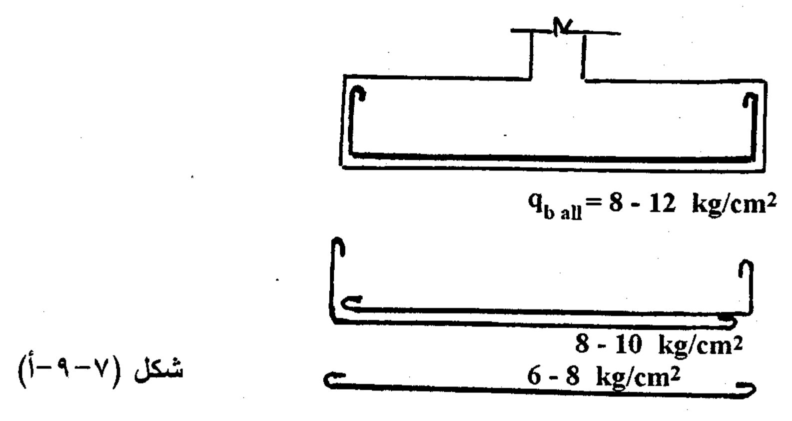
$$q_{ball} = 3.2\sqrt{f_{cpr}}\,/\,\phi \le 35 \ \ kg/cm^2 \quad \text{(Tension Bars)} \quad (7\text{-}23) \ *$$

$$q_{ball} = 1.6\sqrt{f_{cpr}} \le 28 \ \ kg/cm^2 \quad \text{(Compressions Bars)} \quad (7\text{-}24) \ *$$ ،

- للأسياخ الملساء *(for Plain Bars)*:

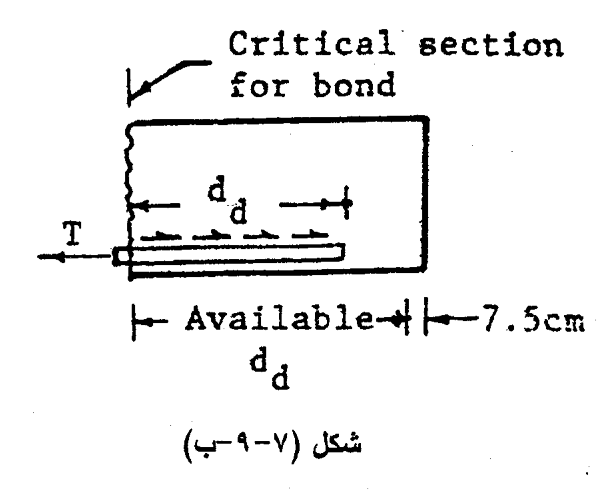
$$q_{b\,all} = \frac{1}{2} q_{b\,all} \text{ for deformed fors } < 10 \text{ kg/cm}^2$$

هــذا ويجب الإشارة إلى أنه قيمة ($q_{b\ all}$) المسموح بها تتوقف على شكل نهايـــة الســـيخ كما هو معطى بالشكل (٧-٩-أ)، وإن لم تكن إجهادات التماسك (q_b) فـــى الحـــدود المســـموح بهـــا فيمكن تقليلها باستخدام أقطار أقل من حديد التســـليح أو زيـــادة عددهـــا أو زيادة عمق القاعدة أو استخدام حديد تسليح ذو نتوءات (حديد مشرشر) وهو ذو مقاومة عالية للتماسك.



شكل (٧-٩-أ)

وبناء على ذلك فإن طول الرباط أو طول التماسك اللازم (ℓ_d) لمنع حدوث انهـــيار التماســـك بين الخرسانة وحديد التسليح للقواعد المسلحة وكما هو مبين بالكروكى التالى شكل (٧-٩-ب) فإن :



شكل (٧-٩-ب)

قوة الشد على الأسياخ = مساحة الحديد × إجهاد الشد الواقع على الحديد

$(T = A_s \times f_s)$

وهـذه القـوة تتعادل داخلياً مع قوة التماسك بين الحديد والخرسانة وهى (T_b) والتى تساوى فى هذه الحالة :

$T_b = q_b \Sigma o \times \ell_d$

i.e. $A_s f_s = q_b \Sigma o \times \ell_d$

$$\therefore \quad \ell_d = \frac{A_s f_s}{q_b \cdot \Sigma_o} \quad (cm) \qquad \text{...........} \qquad (7\text{-}25) \quad *$$

حيث (f_s) : هى قيمة الإجهاد الفعلى للشد الواقع على حديد التسليح عند القطاع الحرج

$$\text{i.e.} \quad f_s = \frac{M_{max}}{0.87\, A_s\, d} \quad kg/cm^2 \qquad \text{...........} \qquad (7\text{-}26) \quad *$$

، (A_s) : هى مساحة مقطع الحديد عند القطاع الحرج (سم٢)

، (q_b) : هو أقصى إجهاد تماسك واقع على الأسياخ عند القطاع الحرج ويتم حسابه من المعادلة السابقة (7-22) كجم/سم٢

، (Σo) : هـو مجمـوع محـيط الأسياخ المقاومة لعزم الانحناء عند القطاع الحرج (سم)

ب) <u>التصميم الأقصي لمقاومة التماسك *(Ultimate Band Strength)*</u>:

• يتم حساب أقصى إجهاد تماسك حدى للخرسانة مع صلب التسليح (q_{bu}) من المعادلة التالية وطبقاً لرتبة الخرسانة (جدول ٧-٩) حسب الكود المصرى.

$$q_{bu} = 0.95 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad kg/cm^2 \qquad \text{...........} \qquad (7\text{-}27) \quad *$$

حيث (f_{cu}) هى رتبة الخرسانة (كجم/سم٢)

، (γ_c) تساوى 1.5 للتماسك

جدول (٧-٩) مقاومة التماسك القصوى للخرسانة مع صلب التسليح فى القواعد

مقاومة ورتبة الخرسانة المميزة (f_{cu}) (كجم/سم٢)	١٨٠	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
مقاومة التماسك القصوى بين الحديد والخرسانة (q_{bu}) (كجم/سم٢)	١٠	١١	١٢	١٢	١٣	١٣

• يحسب طول التماسك اللازم لمنع انفعال الخرسانة عن أسياخ التسليح المعرضة لإجهادات شد أو ضغط يساوى (f_y / γ_s) من المعادلة :

$$\ell_d = \frac{\phi \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \left(\frac{f_y}{\gamma_s}\right)}{4 q_{bu}} \quad \text{..........} \quad (7\text{-}28) \quad *$$

وذلك مقاساً من المقاطع الحرجة التى يحدث عندها أقصى إجهاد شد أو ضغط فى الأسياخ وكذلك التى تنتهى عندها الأسياخ حيث :

ϕ = القطر الأسمى للسيخ

η = واحد صحيح

q_{bu}= إجهاد التماسك الحدى للخرسانة مع صلب التسليح

α = معامل تصحيح يتوقف على شكل طرف السيخ (بجنش أو بدون جنش) وكما هو معطى بالجدول (٧-١٠)

β = معامل تصحيح يوقف على نوعية سطح السيخ (أملس أو ذو نتوءات) وكما هو معطى بالجدول (٧-١١)

• هذا ويجوز أخذ قيمة طول التماسك (ℓ_d) وذلك للخرسانة ذات مقاومة مميزة (f_{cu}) لا تقل عن ٢٠٠ كجم/سم٢ وكما هو وارد فى الجدول (٧-١٢).

جدول (٧-١٠) قيم معامل التصحيح (α)

نوع التسليح	شكل طرف السيخ	المعامل α في الشد	المعامل α في الضغط
أسياخ التسليح	١ - مستقيم Ø L_d	1	1
أسياخ التسليح	٢ - جنش على شكل U Ø + D/2, D, D, Ø L_d	0.75	1
أسياخ التسليح	٣ - جنش على شكل ـا 12 Ø, Ø + D/2, D, Ø L_d	0.75	1
أسياخ التسليح	٤ - جنش على شكل ∠ 7 Ø, D, 150°, Ø L_d	0.75	1
الشبك الملحوم	١ - أسياخ مستقيمة ولا يوجد سيخ عرضى واحد فى الطول L_d L_d	1	1
الشبك الملحوم	٢ - أسياخ مستقيمة ويوجد سيخ عرضى واحد فى الطول L_d. L_d	0.70	0.70
الشبك الملحوم	٢ - أسياخ مستقيمة ويوجد سيخان عرضيان فى الطول L_d L_d	0.50	0.50

$D = 4\phi$ for steel 240 / 350

$D = 6\phi$ (or ϕ) for $25\ mm \geq \phi$ (or ϕ) $> 6\ mm$ } for high grade steel

$D = 8\phi$ (or ϕ) for ϕ (or ϕ) $> 25\ mm$ } for high grade steel

جدول (٧-١١) قيم معامل التصحيح (β)

حالة السيخ	فى الشد	فى الضغط
سيخ أملس	١,٠٠	٠,٧٠
سيخ ذو نتؤات	٠,٧٥	٠,٥٠
سيخ ذو نتؤات فى حزمة مؤلفة من سيخين	١,١٠	٠,٧٥
سيخ ذو نتؤات فى حزمة مكونة من ثلاثة أسياخ	١,٢٠	٠,٨٠

جدول (٧-١٢) طول التماسك (ℓ_d) مضاعف من قطر السيخ

نوع الصلب	شد		ضغط للحالتين
	مستقيم	مجنش	مستقيم أو بجنش
أسياخ ملساء (٢٤/٣٥)	-	٤٠	٤٠
أسياخ ملساء (٢٨/٤٥)	٥٠	٤٠	٤٠
أسياخ ذات نتؤات (٣٦/٥٢)	٦٠	٤٥	٤٠
أسياخ ذات نتؤات (٤٠/٦٠)	٦٠	٤٥	٤٠

• هـذا وتجـدر الإشــارة إلى أنه يجب ألا يقل طول التماسك (ℓ_d) لأسياخ الصلب عن ٤٠ سم للأسياخ الملساء، ٣٠ سم للأسياخ ذات النتوات.

٧-٦ بالنسبة لأقصى إجهاد ارتكاز واقع على القاعدة الخرسانية (مقاومة التحميل) *(Bearing Stress)*:

⋆ يجـب نقـل جمـيع القـوى والعزوم المؤثرة عند قاعدة العمود إلى القاعدة المسـلحة بالارتكـاز على الخرسانة وبصلب التسليح عن طريق الأشاير. وإذا تضمنت حـالات التحميل الواردة على القاعدة احتمال وجود شد، فيجب مقاومته بصلب التسليح فقط مع ضرورة استيفاء حالة التشرخ.

⋆ بالنسبة لمقاومة التحميل (الارتكاز) بين العمود الأساسى فإنها قد تتدخل أحياناً فــى تقديــر عمق الأساس وخاصة إذا كانت مقاومة الضغط لخرسانة الأعمدة أكبر من مقاومــة الضــغط لخرسانة الأساس بمعنى أنه عند تعرض قاعدة ما لحمل عمود قدره

(P_u) فإنـــه يجب ألا تتعدى مقاومة الارتكاز لخرسانة القاعدة نتيجة للتأثير بالحمل (P_u) على قطاع العمود عن أقصى قيمة مؤثرة من العمود.

i.e. $$f_{co} = \frac{P_u}{A_1} \leq f_{cbu} \qquad \text{........... (7-29)} \quad *$$

حيث (P_u) : هى أقصى حمل واقع على العمود

، (A_1) : هى مساحة قطاع العمود عند اتصاله بالقاعدة (مساحة سطح التحميل)

، (f_{cbu}) : هـــى أقصـــى مقاومـــة ارتكـــاز للعمود الخرسانى وهى تتوقف على رتبة الخرسانة وطبقاً للمعادلة التالية :

أ) <u>فى حالة ما يكون السطح المقاوم للارتكاز يساوى سطح التحميل:</u>

$$f_{cbu} = 0.67\ \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \qquad \text{........... (7-30)} \quad *$$

حيث (f_{cu}) : هى رتبة الخرسانة كجم/سم٢

، (γ_c) = ١,٥ للارتكاز

ب) <u>فى حالـة مـا يكـون السـطح المقـاوم للارتكـاز (A_2) أكـبر مـن سـطح التحميل (A_1):</u>

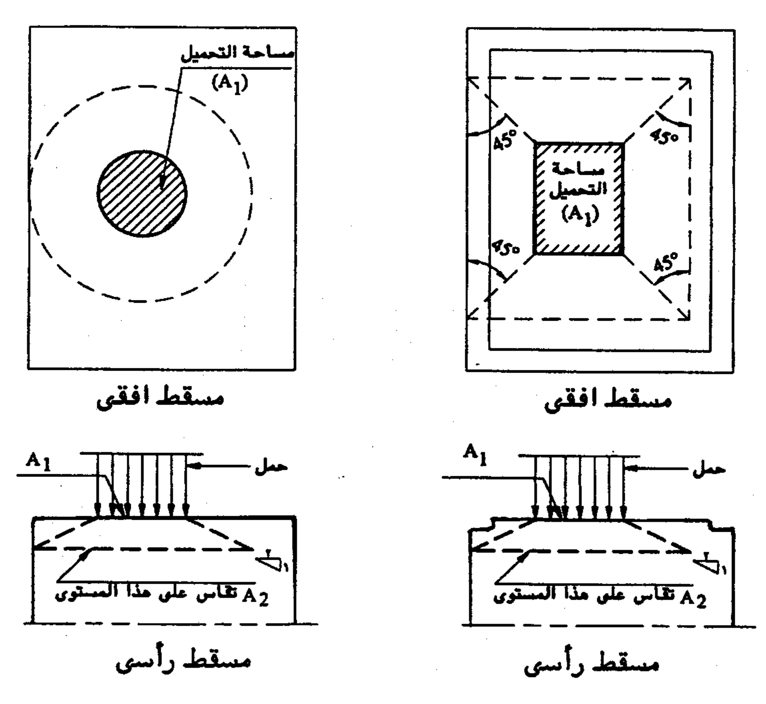
$$f_{cbu} = 0.67\ \frac{f_{cu}}{\gamma_c}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \qquad \text{........... (7-31)} \quad *$$

أى نفـــس القيمة السابقة مضروبة فى المعامل $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ على ألا يزيد هذا المعامل عن (٢)

حيث (A_2) = أكبر مساحة للسطح المقاوم للارتكاز متماثلة ومتمركزة مع مسطح التحميل (A_1) – شكل (٧–١٠).

<u>ملحوظة:</u>

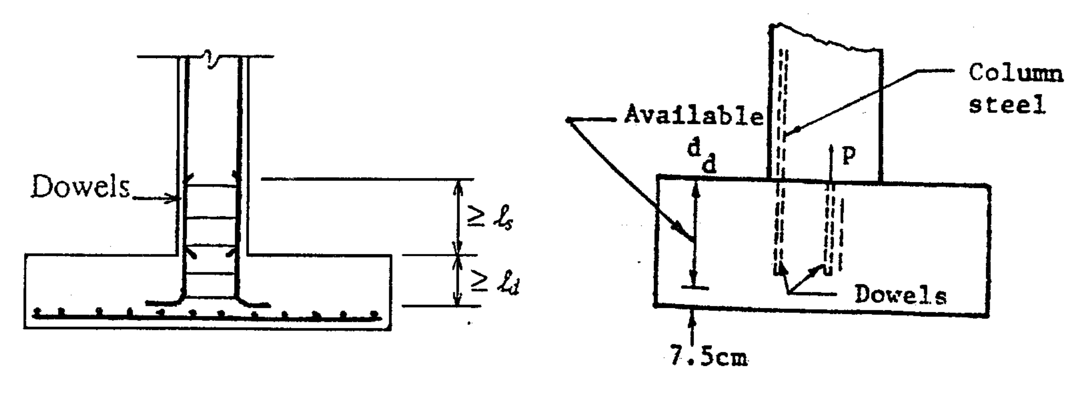
عندما تكون المنطقة المقاومة للارتكاز ذات ميول جانبية أو هرمية الشكل تؤخـــذ (A_2) تساوى مساحة القاعدة السفلية لأكبر مخروط محصور داخل الشكل الهـــرمى الـــناقص والـــذى يمـــثل قاعدته العليا سطح التحميل وله ميول جانبية ١ رأسى : ٢ أفقى – شكل (٧–١٠).



شكل (٧-١٠) تحديد المساحة (A_2) فى مناطق الارتكاز ذات الميول الجانبية

بالنسبة لأشاير الأعمدة Dowells:

• عند انتقال الحمل من العمود إلى القاعدة أسفله فإنه من الضرورى نقل جـــزء قوة الضغط المقاوم بواسطة الحديد (P_s) إلى الخرسانة أسفله بالقاعدة عن طريق إجهاد التماسك عن طريق تمديد حديد العمود إلى طول كافى بداخل القاعدة أو عن طريق أشاير كما هو موضح بالشكل (٧-١١).



شكل (٧-١١) أشاير العمود والقاعدة

وبالإشـــارة إلى الشكل (٧-١١) فإن قوة الضغط فى الأسياخ (P_s) تعادل بواسطة مقاومة الأسياخ للتماسك خلال عمق الإشارة (d_d).

i.e. $P_s = A_s f_s = q_b d_d . \Sigma o$

أى أن عمق الأساس المطلوب للأشاير اللازمة لنقل قوة الضغط فى الأسياخ (d_d) يعادل :

$$d_d = \frac{A_s f_s}{\Sigma o . q_b} \quad \text{..........} \quad (7\text{-}32) \quad *$$

حيث (f_s) : هى أقصى إجهاد ضغط على حديد التسليح الخاص بالعمود

، (A_s) : هى مساحة حديد تسليح العمود (الأشاير)

، (Σo) : هى مجموع محيط حديد تسليح العمود

، (q_b) : إجهاد التماسك بين حديد التسليح أو الخرسانة

• هــذا وتجــدر الإشارة إلى أن الأشاير بصفة عامة تستخدم لربط العمود بالأســـاس، وقــد تســتخدم الأشاير لنقل إجهاد العمود للأساس وخاصة إذا كانت خرســانة العمـــود أقــوى من خرسانة الأساس والأشاير تكون ضرورية إذا زاد إجهاد التماس بين العمود والأساس عن الحد الأقصى لمقاومة الارتكاز للخرسانة (f_{cbu}) والمعطاة بالمعادلات السابقة (7-30 , 7-31).

i.e. if $\frac{P_u}{A_1} > f_{cbu}$

وفـــى هــذه الحالة تحسب أقل مساحة لحديد الأشاير بواقع (٠,٠٠٥) خمسة من ألف مساحة الخرسانة لقطاع العمود (i.e. $A_{s\ dowell\ min} = 0.005\ A_c$)

• هــذا ويفضــل أخــذ أقطار حديد التسليح للأشاير من نفس أقطار حديد العمـــود على الأقل على ألا تقل المسافة بين حديد التسليح عن ٢,٥ سم ولا تزيد عن ٣٠ سم مع غطاء خرسانى لا يقل عن ٥,٠٠ سم.

• كذلــك يجب أن يكون صلب التسليح والأشاير والوصلات كافية لمقاومة كل قوى الضغط التى تزيد على مقاومة الارتكاز لكل من القاعدة والعمود وبحيث لا تقل عن تسليح العمود. وفى حالة وجود قوى جانبية تؤثر على سطح التلامس يتم نقلها بواسطة احتكاك القص.

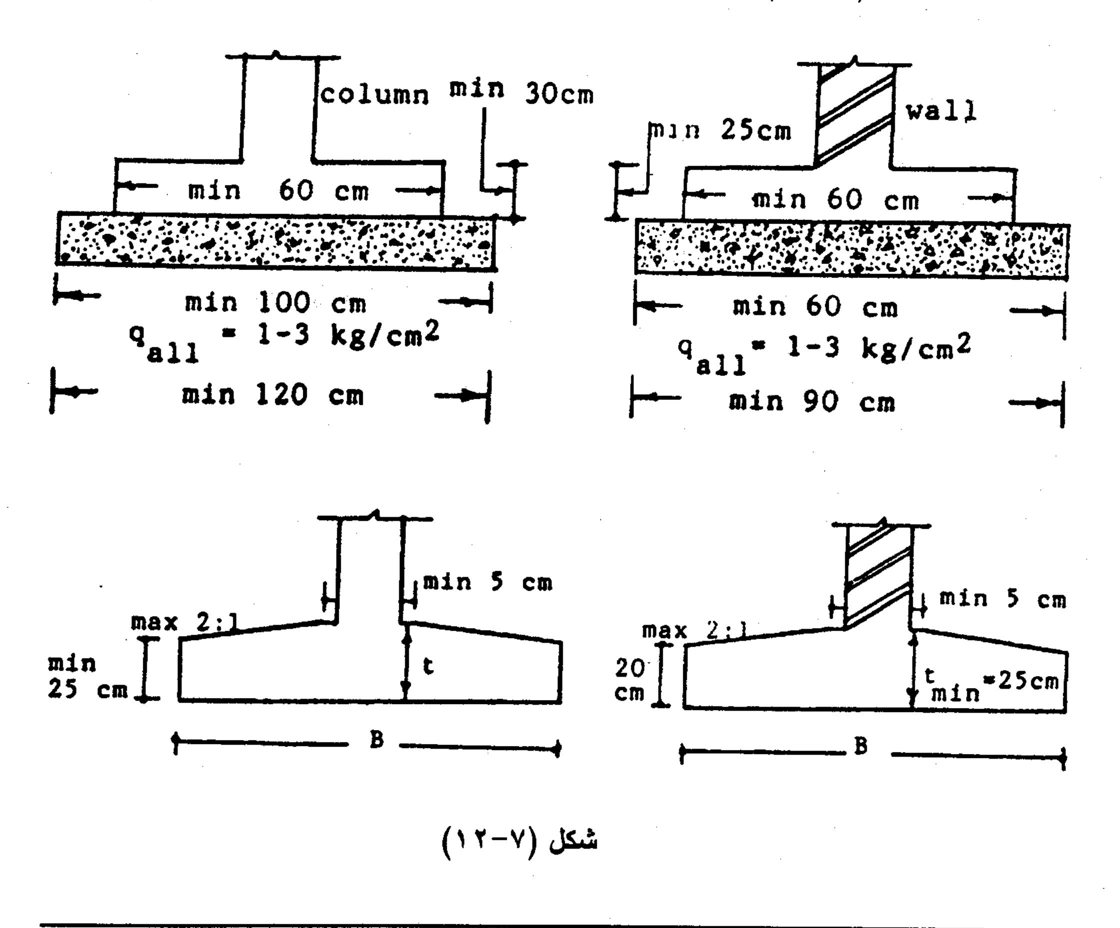
٧-٧ حديد التسليح للأساسات:

الأساسات تعامل معاملة البلاطات الخرسانية المسلحة بحيث يجب أن يكون حديد التسليح عبارة عن شبكة فى الاتجاهين وبحيث لا تقل كمية حديد التسليح عن خمسة أسياخ فى المتر فى كل اتجاه، كما يجب ألا يقل قطر أسياخ التسليح عن ϕ ١٣ مم وبحيث لا تقل المسافة بين حديد التسليح فى أى اتجاه عن ٢,٥ سم أو المقاس الاعتبارى الأكبر للركام كما يجب ألا تزيد المسافة بين حديد التسليح عن ٢٠ سم فى جميع الحالات.

٧-٨ الأبعاد الخرسانية الدنيا للأساسات:

7-8 Min. Concrete Dimensions for Foundations:

أنظر شكل (٧-١٢).



شكل (٧-١٢)

- **بالنسبة للخرسانة العادية أسفل القواعد المسلحة (الأساسات المرتكزة على الأرض مباشرة):**

أساسات الأعمدة:

- لا يقل البعد الأصغر للقواعد العادية عن :

١٠٠ سم للتربة القوية ($q_{n\ all} = 1 - 3\ kg/cm^2$)

١٢٠ سم للتربة الضعيفة ($q_{n\ all} < 1\ kg/cm^2$)

أساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية:

- لا يقل البعد الأصغر للقواعد العادية عن :

٦٠ سم للتربة القوية ($q_{n\ all} = 1 - 3\ kg/cm^2$)

٩٠ سم للتربة الضعيفة ($q_{n\ all} < 1\ kg/cm^2$)

- **بالنسبة للخرسانة المسلحة المرتكزة على الخرسانة العادية:**

يجب أن لا يقل البعد الأصغر للأساسات المسلحة عن ٦٠ سم.

- **بالنسبة للحد الأدنى لسمك الخرسانة المسلحة:**

- يجب ألا يقل عن :

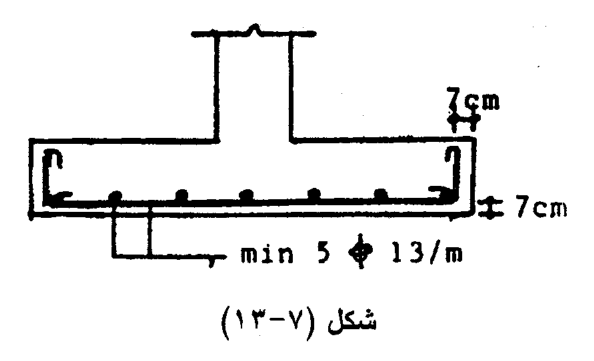
٢٥ سم لأساسات الحوائط أو الأساسات الشريطية

٣٠ سم لباقى أنواع الأساسات

أمـــا القواعد الهرمية ذات الميل فلا يقل سمك الأساس عند الحافة عن القيم السابقة ولا يـــزيد ميل السطح العلوى عن ١ : ٢ كما يجب أن يترك سطح الأساس أفقياً حول محيط العمـــود بمســـافة لا تقل عن ٥ سم وكما هو مبين بالشكل (٧-١٣) وذلك لتسهيل تنفيذ الشدة الخشبية الرأسية للعمود.

★ هـــذا ويجب التنويه إلى أن تحديد سمك الأساس المطلوب إيجاده من التصميم يجـــب أن يغطى ويجابه المتطلبات اللازمة لأمان القاعدة لكل من جهد التماسك للأشاير الواصلة من تسليح العمود للأساس، جهد الثقب أو اختراق العمود بالقاعدة وجهد القص وجهـــد العزوم كما ذكرنا وبينا سابقاً بالإضافة إلى تحديد سمك الغطاء الخرسانى بحيث يكون كافياً لحماية حديد التسليح من التآكل.

★ إن سمك الغطاء الخرسانى بصفة عامة لأعمال الخرسانة المعرضة للتربة بشكل مستمر يجب ألا يقل عن ٥ سم وفى حالة تعرض الخرسانة لتأثير كيماويات سواء فى التربة أو فى المياه الجوفية فيجب ألا يقل سمك الغطاء الخرسانى للأساسات عن ٧ سم كما هو مبين بالشكل (٧-١٣).



شكل (٧-١٣)

٧-٩ الخرسانة العادية أسفل الأساسات المسلحة:

★ كما هو معروف وشائع فى تنفيذ الأساسات فإن القواعد المسلحة للأساسات لا تنفذ مباشرة على تربة التأسيس بل تنفذ على فرشة من الخرسانة العادية أو فوق قواعد منفصلة من الخرسانة العادية أو فوق لبشة من الخرسانة العادية.

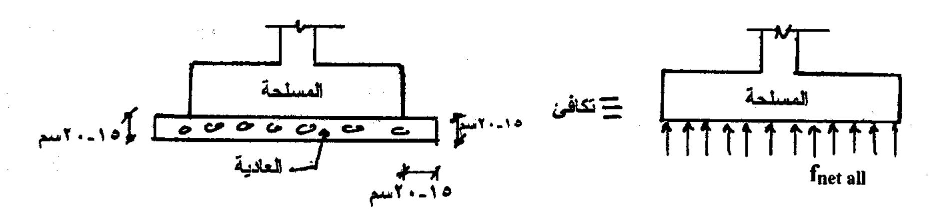
★ إن تنفيذ الخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة للأساسات له فوائد عدة منها :

- نظافة الخرسانة المسلحة وعدم اختلاطها بالتربة وبالتالى الاحتفاظ بمقاومتها.
- تسوية سطح التأسيس مع إعداد سطح مستوى نظيف لوضع وتنفيذ أعمال رص حديد التسليح للقواعد المسلحة.
- توزيع الأحمال المنقولة من الأعمدة خلال القواعد المسلحة إلى التربة وبالتالى تقليل الجهد الكلى الواقع على التربة بزيادة مسطح التلامس بين الأساس والتربة أسفله.

★ إن الخرسانة العادية أسفل الأساسات المسلحة يتم تنفيذها واستعمالها من خلال عدة صور وحالات هى :

أ) كفرشـــة نظافة أسفل الخرسانة أو القواعد المسلحة (السمك من ١٥ - ٢٠ سم):

فـــى بعـض الحالات وعند تنفيذ الأساسات يتم وضع طبقة من الخرسانة العادية فـوق تربة التأسيس بسمك يتراوح ما بين ١٥ - ٢٠ سم، الغرض من هذه الطبقة هى كطبقة نظافة فقط وهذه الطبقة فى هذه الحالة ليس لها تأثير على قدرة تحمل الأساسات أو على إجهادات التصميم أى يتم إيجاد أبعاد القواعد المسلحة ومساحة الأساس فقط من حمـل الأعمـدة وقدرة تحمل التربة (جهد التربة) فقط مع إهمال وجود هذه الطبقة فى الحســابات وفـــى هـــذه الحالة يكون بروز الخرسانة العادية لهذه الطبقة عن المسلحة بمقدار من ١٥ - ٢٠ سم - شكل (٧-١٤).



شكل (٧-١٤) الخرسانة العادية كفرشة نظافة

ب) كقواعـــد منفصلة أو مجمعة أسفل الخرسانة أو القواعد المسلحة (السمك أكبر من ٣٠ سم):

* غالباً وفى معظم الحالات توضع فوق تربة التأسيس قواعد منفصلة أو مجمعة مـــن الخرسانة العادية بسمك أكبر من أو يساوى ٣٠ سم وتنفذ فوقها القواعد المسلحة المنفصـــلة. وفى هذه الحالة تعمل القواعد العادية على توزيع الإجهادات الواصلة إليها مـــن القواعـــد المســـلحة إلـــى قيمة أقل من الجهد إلى التربة وبذلك يتم توفير مكعبات الخرسانة المسلحة.

* ولتصـــميم القـــاعدة القاعديـــة فـــى هـــذه الحالة يتم حساب مساحة القاعدة الخرســـانية العادية بدلالة كل من الحمل الكلى الواقع على العمود (P_T) أو الحمل الواقع علـــى العمـــود عـــند منســـوب سطح الأرض (P) وجهد التربة الكلى ($f_{t\ all}$) أو الصافى المسموح به ($f_{net\ all}$) عند منسوب التأسيس.

$$\text{i.e.}\quad A_{plain\ concrete}=\frac{P_T}{f_{t\ all}}\ (m^2)\quad \text{or}\quad \frac{P}{f_{net\ all}}\ (m^2)$$

• يـتم بعد ذلك تحديد أبعاد القاعدة العادية الحقيقية ($A_{plain\ concrete\ actual}$) وذلك لأقـرب ٥ سـم بالـزيادة بحيث لا تتعدى الإجهادات الفعلية الواقعة على التربة الحدود المسموح بها.

$$\text{i.e.}\quad q_{actual}=\frac{P}{A_{p.c\ actual}}=\frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة العادية الحقيقية}}\le f_{net\ all}$$

• وهـنا لتحديد سمك الخرسانة القاعدية (t) وبروزها من الخرسانة المسلحة (c) وبالتالى أبعاد الخرسانة المسلحة هناك حلين :

الحل الأول:

- يتم فرض سمك الخرسانة العادية (t) بقيمة أكبر من أو يساوى ٣٠ سم – فـى حـدود من (٣٠ – ٥٠ سم) – وعليه فإن رفرفة وبروز الخرسانة العاديـة من المسلحة (c) يتم إيجادها بالرجوع إلى الشكل (٧-١٥) يكون هـذا الـبروز معـرض إلى إجهادات شد قصوى من أسفل القاعدة وعند القطـاع الحـرج علـى وجه الخرسانة المسلحة وذلك نتيجة لتعرض هذا البروز إلى قوى من أسفل إلى أعلى [هذا الجزء يعمل ككابولى معرض إلى ضـغط الـتربة من أسفل إلى أعلى (q_{all})] وبالتالى إلى عزم انحناء قدره (M) وأن قيمة هذا العزم عند القطاع الحرج وذلك لشريحة عرضها واحد متر يعادل :

$$M=50\ .\ q_{all}\ .\ c^2\qquad \text{kg . cm}$$

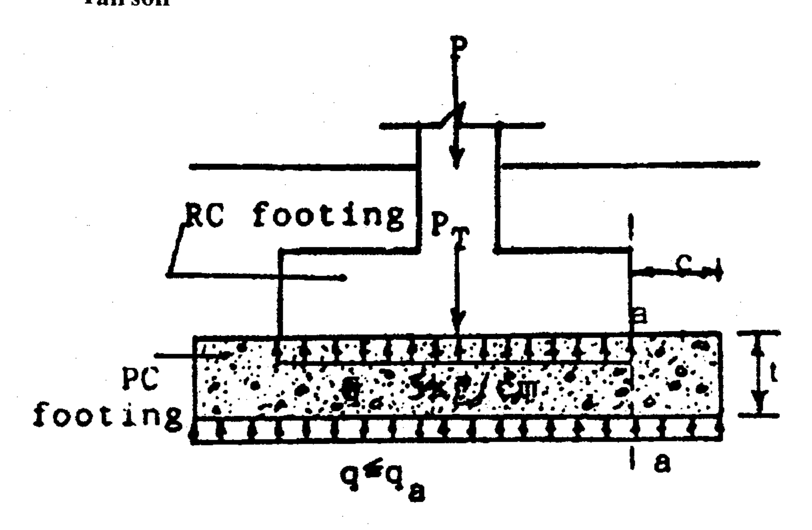
وهـذا العزم يعمل على كسر هذا القطاع نتيجة لأقصى قوة شد واقعة على الخرسانة ولمنع كسر وانهيار هذا البروز يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد شد واقع على الخرسانة عند القطاع الحرج (f_{ct}) عن أقصى إجهاد مسموح به لإجهاد الشد لنوعية الخرسانة المستخدمة ($f_{ct\ all}$).

$$\text{i.e.}\quad f_{ct}=\frac{6M}{b\,t^2}\le f_{ct\ all}$$

وبمعلومية قيمة ($f_{ct\ all}$) باعتبارها تعادل حوالى ٤,٠٠ كجم/سم٢ كقيمة متوسطة لرتبة الخرسانة العادية.

$$\therefore \quad \frac{6\times 50\times q_{all}\cdot c^2}{100\times t^2} \le 4.0$$

$$\therefore \quad C^2 = \frac{4\,t^2}{3\,q_{all\ soil}}$$



شكل (٧-١٥)

$$\therefore \quad C = 1.15\,t\sqrt{\frac{1}{q_{all\ soil}}} \quad \text{...........} \quad (7\text{-}33) \ *$$

ويبيـــن الجدول التالى (٧-١٢) قيم البروز (c) بدلالة سمك القاعدة (t) بمعلومية جهد التربة الصافى المسموح به ($q_{all\ soil}$).

جدول (٧-١٢)

جهد التربة الصافى المسموح به $q_{all\ soil}$ (kg/cm^2)	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
Projection بروز الخرسانة العادية (c) cm بدلالة السمك (t)	1.15 t	1.06 t	0.94 t	0.82 t	0.73 t	0.67 t

- وبمعلومـــية بروز الخرسانة العادية (c) من الخرسانة المسلحة يتم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة.

- يتم بعد ذلك التحقق من قيمة إجهاد وضغط التلامس بين الخرسانة العادية والمسلحة والذى يجب ألا يتعدى ٥ كجم/سم٢ (فى حدود من ١,٥ - ٥,٠٠ كجم/سم٢ حسب جهد التربة أسفل الخرسانة العادية).

i.e. $$f_{contact} = \frac{P}{\text{Area of R.C fotting}}$$

$$= \frac{\text{الحمل}}{\text{مساحة القاعدة المسلحة}} \leq 5 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{.......... (7-34)} \quad *$$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط وجب زيادة أبعاد القاعدة المسلحة وبالتالى زيادة أبعاد القاعدة العادية، فى هذه الحالة يتم تصميم القاعدة المسلحة على أساس قيمة جهد التلامس الحقيقى بين الخرسانة العادية والمسلحة.

الحل الثانى:

- يتم فرض جهد التلامس بين الخرسانة العادية والمسلحة فى حدود من (١,٥ - ٥,٠٠) كجم/سم٢ وبالتالى يتم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة $(A_{R.C})$ من المعادلة التالية:

$$A_{R.C} = \frac{P(t)}{(15 \rightarrow 50)} \ m^2$$

- وبمعلومية مساحة القاعدة المسلحة يتم إيجاد أبعادها وبالتالى تحديد قيمة بروز الخرسانة العادية عن الخرسانة المسلحة (c).
- وباتباع نفس التحليل السابق فإن قيمة سمك القاعدة العادية يتم إيجادها بدلالة بروزها (c) عن الخرسانة المسلحة من المعادلة التالية وطبقاً لجهد التربة الصافى المسموح به للتربة $(q_{all\ soil})$.

$$t = 0.87 \sqrt{q_{all\ soil}} \cdot c \qquad *$$

ويبين الجدول التالى (٧-١٣) قيم السمك (t) المناظر للبروز (c) طبقاً لجهد التربة الصافى المسموح به.

جدول (٧-١٣)

جهد التربة الصافى المسموح به $q_{all\ soil}$ (kg/cm²)	1.0	1.25	1.5	2.0	2.5	3.0
سمك الخرسانة العادية (t) بدلالة بروزها (c)	0.87 c	0.94 c	1.06 c	1.22 c	1.37 c	1.5 c

جـ) كلبشة قاعدة مستمرة أسفل القواعد أو الأساسات المسلحة:

★ بعـد معاملـة كل قاعدة عمود على حدة حسب الأحمال الواقعة على كل عمود ومـن ثـم إيجـاد أبعاد القواعد العادية والمسلحة لتتلائم مع جهد التربة أسفل القواعد لمجابهـة الأحمال الواقعة عليها فإنه من المحتمل أن تتقارب القواعد العادية المتجاورة إلـى الحـد الذى يمكن أن تتداخل مساحتها مع بعضها (مساحة القواعد العادية أكثر من ٥٠% مـن مسـاحة الموقـع) فإنه فى هذه الحالة يمكن ويتم عمل قاعدة واحدة تغطى الموقـع كله أو جزء منه يطلق عليها لبشة من الخرسانة العادية. هذا بالإضافة إلى أنه فـى حالة ربط القواعد المسلحة بشدادات أو ميدات مسلحة فى منسوبها مباشرة يتطلب الأمـر عمل لبشة من الخرسانة العادية حيث هذه الميدات يستلزم ضرورة تنفيذها على سطح مستوى من الخرسانة العادية.

★ هذا ويتم معاملة اللبشة العادية فى تصميمها بطريقتين :

الطريقة الأولى:

باعتبارها قواعد منفصلة (بالرغم من أنها لبشة مستمرة) أسفل كل عمود أو قـاعدة وذلك عندما تكون المسافة بين القواعد المسلحة كبيرة نسبياً ففى هذه الحالة يجب أن يكون ضغط التلامس بين اللبشة العادية والقواعد المسلحة وكذلك جهـد التربة (جهد التلامس بين اللبشة والتربة) متساوياً وذلك لتفادى أى هبوط نسـبى بيـن القواعـد المسلحة حيث يتم توزيع الحمل من القاعدة المسلحة إلى اللبشـة بمـيل ٢ : ١ شكل (٧-١٩) ويتم تحديد هذه المساحة من قسمة الحمل علـى جهـد الـتربة الصافى المسموح به ومن ثم بالراجع يمكن تعيين مساحة القـاعدة المسـلحة وضـغط الـتلامس بينها وبين اللبشة والذى يجب ألا يتعدى ٥ كجم/سم٢ كما ذكرنا سابقاً وتصمم القاعدة المسلحة بناء على القيمة الحقيقية لجهـد وضـغط التلامس بين العادية والمسلحة، هذا بغرض إذا زاد جهد وضغط الـتلامس عن ٥ كجم/سم٢ بين العادية والمسلحة فإنه فى هذه الحالة يتم زيادة سـمك اللبشـة العاديـة وعلـى أية حال يجب ألا يقل سمك اللبشة العادية عن ٤٠ سم.

الطريقة الثانية:

باعتبارها لبشة عادية بكامل مسطح الموقع أسفل جميع الأعمدة والقواعد المسـلحة وذلـك عـندما تكون المسافة بين القواعد المسلحة صغيرة ومصحوباً بتداخل بين الإجهادات الواقعة على التربة. وفى هذه الحالة يتم التعامل مع اللبشة العاديـة كمساحة واحدة ويتم إيجاد مركز ثقلها وكذلك مركز ثقل الأحمال الواقعة عليها من الأعمدة وبالتالى يتم حساب أقصى إجهادات واقعة على هذه اللبشة من جـراء القـوى الداخلـية الناشئة عن هذه الأحمال والتى من المحتمل أن تكون معرضـة إما إلى قوى عمودية فقط (N) أو قوى عمودية مصحوبة بعزم إنحناء (M+N) حيـث M = N . e ، (e) هـى مقدار اللامركزية للأحمال عند مركز ثقل اللبشة.

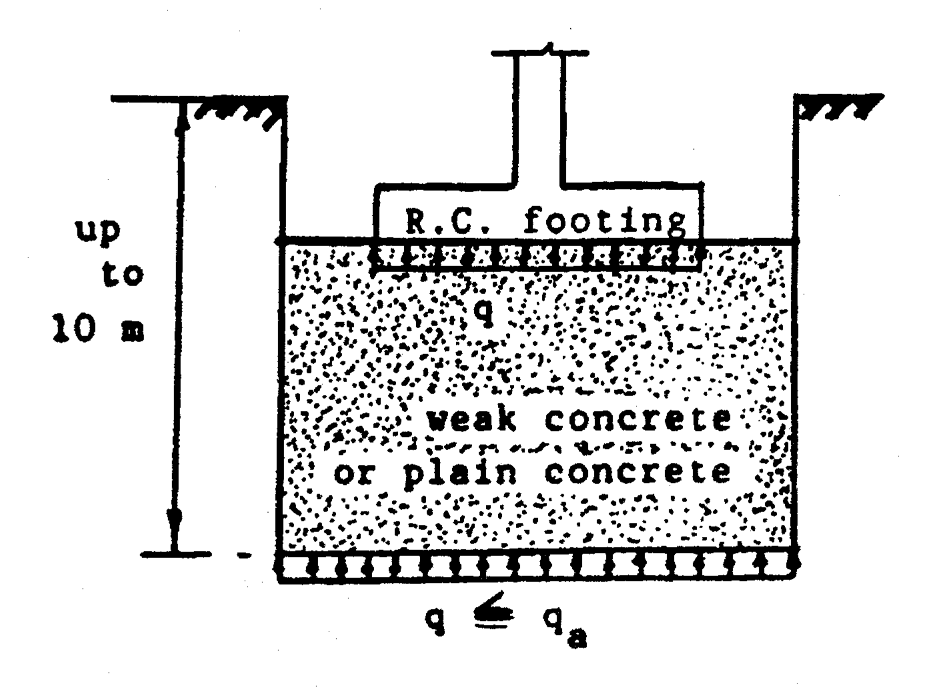
$$\text{i.e.} \quad f_{soil} = \frac{N}{A_{\text{plain concrete}}} \le f_{\text{net all soil}} \quad \text{(case of N only)}$$

$$\text{or} \quad f_{soil} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \le f_{\text{net all}} \quad \text{(case of M \& N)}$$

وفى هذه الحالة يجب أن تكون أكبر قيمة للجهد الواقع على التربة (f_{soil}) أقل من الجهـد الصافى الآمن للتربة، كذلك الفروق فى جهد التربة أسفل اللبشة يجب ألا يكـون كبـيراً حتى لا تتعرض اللبشة إلى فرق كبير فى الإجهادات وبالتالى إلى هـبوط نسبى متفاوت. كما لا يسمح بتكوين وتوليد إجهادات شد على التربة بأى حال من الأحوال. هذا وإذا زاد الجهد الواقع على التربة عن قيمة الجهد الصافى المسـموح بـه ($f_{net\ all}$) يجب زيادة مساحة اللبشة العادية وبالتالى سوف يزداد مقـدار بـروز العادية عن القواعد المسلحة الأمر الذى سوف يؤدى بدوره إلى ضـرورة زيـادة سمك اللبشة العادية والذى يجب تحديده بنفس الطريقة السابق شـرحها باعتـبار معاملـة الخرسانة العادية أسفل القواعد المسلحة على أساس قواعد منفصلة أيضاً وبشرط ألا يقل سمكها عن ٤٠ سم.

د) كبئر إسكندرانى (آبار من الخرسانة العادية):

★ للوصول إلى طبقات التربة القوية التى تتحمل الإجهادات المطلوبة يتطلب الأمر زيـادة سـمك القواعـد العادية عن ١,٠٠ متر وفى بعض الأحيان قد يصل سمكها إلى حوالـى ١٠,٠٠ متر، ففى هذه الحالة تشكل الخرسانة العادية بئراً عميقاً كما هو مبين بالشكل (٧-١٦) ويطلق على آبار الخرسانة العادية هذه الآبار الإسكندرانى.



شكل (٧-١٦)

★ تعتبر الآبار الإسكندرانى حل وسط بين الأساسات السطحية والعميقة وغالباً ما تستخدم هذه النوعية من الآبار الإسكندرانى فى حالة عدم وجود مياه أرضية وهى تنفذ بالحفر اليدوى وبدون سند لجوانب الحفر إلا نادراً ويملأ البئر بخرسانة عادية فقيرة فى الأسـمنت أو رمل مثبت أو طبقات مدموكة من الرمل والزلط وعادة لا تقل أقطارها عن ١,٥ متر ونسبة العمق إلى القطر يكون أقل من ١٠.

★ وتصـمم هـذه الآبار بإيجاد مساحة مقطع البئر بمعاملته كقاعدة منفصلة عن طريق ألا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عن الإجهادات المسموح بها عند الطبقة

التى تتحمل الإجهادات الواصلة والمنقولة من العمود. هذا ويؤخذ ويحدد عمق الآبار حسب بعد الطبقة الصالحة التى تتحمل الإجهادات المنقولة من العمود. هذا وتجدر الإشارة إلى أنه نظراً للعمق الكبير للبئر فإن جهد التلامس بين الخرسانة العادية للبئر والخرسانة المسلحة فوقها يؤخذ بقيمة مرتفعة تتراوح ما بين ٥ إلى ١٠ كجم/سم٢ وتتوقف هذه القيمة فى اختيارها على عمق البئر ونوعية الخرسانة المستخدمة وطريقة التنفيذ.

٧-١٠ طبقات تربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات:

٧-١٠-١ مقدمة:

★ فى بعض الحالات الإنشائية للأساسات قد يتطلب الأمر ضرورة استخدام وتنفيذ طبقة أو عدة طبقات من تربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات.

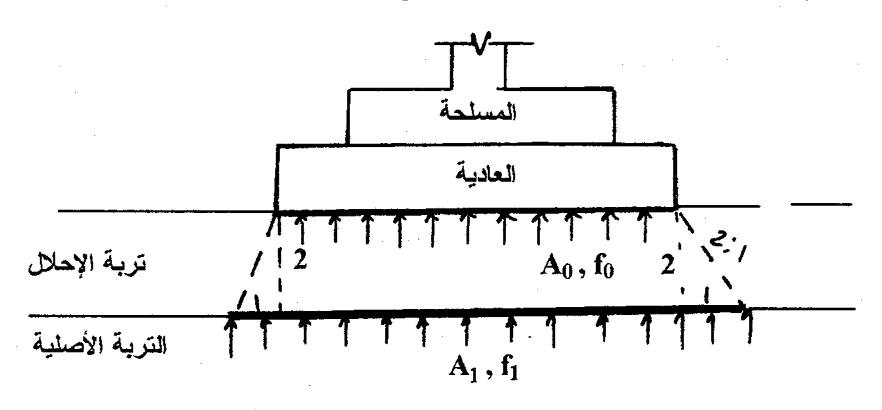
★ إن ماهية تربة الإحلال هذه والغرض منها هو رفع منسوب التأسيس أسفل الخرسانة العادية وذلك لأحد أو كل الأمور التالية:

- كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات.
- زيادة قدرة تحمل التربة.
- البعد عن منطقة تأثير المياه الجوفية وحماية الأساسات من تأثيرها.
- عدم تعرض الأساسات العادية إلى ضغوط إضافية من أسفل إلى أعلى ناتجة من خاصية انتفاش التربة إن وجدت وبالتالى امتصاص الانتفاخ الناتج من التربة الأصلية.

★ يتم تنفيذ تربة الإحلال فى صورة طبقات إحلال من تربة أخرى أقوى من التربة الأصلية بالموقع أو على الأقل مساوية لها وسمك كل طبقة منها لا يتعدى ٣٠ سم يتم دمكها مع الرش بالمياه بمحتوى الطوبة الأصولية لها (Optimum Moisture Concent O.M.C) وطبقاً للأصول الفنية لتنفيذ مثل هذه الأعمال بغرض الوصول إلى ٩٥% على الأقل من أقصى كثافة جافة لها (Max. dry density).

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة القواعد المنفصلة فإن طبقات الإحلال تلعب دوراً كبيراً فى تخفيف وتقليل الإجهاد المنقول من القواعد العادية إلى التربة

الأصـــلية حيــث بالإشارة إلى الشكل (٧-١٧) وفيه إذا كان الجهد المنقول من القاعدة العاديـــة للأساس قيمته (f_o) فإنه باستخدام تربة إحلال بسمك يعادل (y) سوف تقل قيمة هــذا الجهــد وانــتقاله إلى التربة الأصلية إلى القيمة (f_1) والتى يجب أن تكون أقل أو تســاوى قدرة تحمل التربة الأصلية، حيث فى هذه الحالة تعمل تربة الإحلال ذات السمك (y) بــتوزيع الجهــد (f_o) بنسبة (٢) رأسى : (١) أفقى خلالها لتصل إلى التربة بمقدار (f_1) وعليه فإن العلاقة التالية تكون محققة وهى :



شكل (٧-١٧) توزيع الإجهادات على تربة الإحلال

$$\frac{f_o}{f_1} = \frac{A_1}{A_o} \longrightarrow A_1 = A_o \cdot \frac{f_o}{f_1} \quad *$$

حيث المساحة (A_o) هى مساحة القاعدة العادية المرتكزة على تربة الإحلال

، (A_1) هــى المســاحة التى يتم توزيع الإجهاد عليها بالقيمة (A_1) وحيث أنه يمكن إيجــاد علاقــة بيــن المســاحة (A_1) ، (A_2) بدلالة سمك تربة الإحلال (y) – وبطريقة عكســية فإنــه بدلالـــة ومعلومية (f_o) ، (f_1) ، (A_o) يمكن إيجاد المساحة (A_1) وبدلالة المـــيل (٢ : ١) يمكــن إيجــاد سمك طبقة الإحلال (y) فمثلاً إذا ما كانت القاعدة مربعة ($A_o = 3 \times 3$ m) وقيمة $f_o = 1$ kg/cm^2 ، $f_1 = 0.4$ kg/cm^2 .

$$\therefore \quad A_1 = 4 \cdot \frac{1}{0.4} = 10 \ m^2$$

وعليه فإن $A_1 = 10 = (3 + y)(3 + y)$

$$\therefore \quad 10 = 9 + y^2 + 6y$$
$$\therefore \quad y^2 + 6y - 1 = 0$$

$$\therefore \quad y = \frac{-6 \pm \sqrt{36+4}}{2} = -3 \pm \sqrt{40} = 1.66 \text{ ms}$$

وعليه في هذه الحالة يكون سمك تربة الإحلال المطلوب هو $(y = 1.66 \text{ m})$ واللازم لتقليل الإجهاد من ١,٠٠ كجم/سم٢ إلى ٠,٤ كجم/سم٢ خلال القاعدة العادية المربعة ذات الأبعاد (٣ × ٣)م وهكذا بالمثل لأى أبعاد قاعدة أو قيم إجهادات أخرى.

★ ومما هو جدير بالذكر يلاحظ أنه فى حالة الأساسات اللبشة فإن طبقات تربة الإحلال تكون عديمة الجدوى فى تخفيض وتقليل الإجهادات على التربة الأصلية وذلك نظراً للفارق الغير ملحوظ بين المساحتين (A_o) ، (A_1) ولكن تستخدم طبقات تربة الإحلال فى هذه الحالة بغرض رفع منسوب التأسيس فقط، وقد يكون رفع منسوب التأسيس بغرض إبعاد الأساسات المسلحة عن منطقة تذبذب منسوب المياه الجوفية ورفع هذه الأساسات فوق منسوب المياه الجوفية.

٧-١٠-٢ أنواع وصور طبقة وتربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية للأساسات:

★ إن تنفيذ طبقات وتربة الإحلال أسفل الخرسانة العادية يكون بعدة صور وبطرق مختلفة تتوقف على عدة عوامل منها :

- منسوب المياه الجوفية وعلاقته بالأساسات.
- مقدار الانخفاض أو التقليل المطلوب للإجهادات الواقعة على التربة الأصلية.
- سمك طبقة الإحلال المطلوبة.
- مقدار الجهد والقوة الواقعة على الأساسات نتيجة لانتفاش التربة.

★ وفيما يلى بعض موجز لبعض هذه الطرق والصور :

أ) *الإحلال بتربة زلطية رملية متدرجة (خليط من زلط ورمل):*

- يستخدم هذا النوع من تربة الإحلال وذلك بنسبة (زلط : رمل) (٢ : ١) أو (١:١) حسب نوع كل من الزلط والرمل وتدرجه وذلك فى حالة ما إذا كان يراد رفع منسوب التأسيس أو زيادة قدرة تحمل التربة عند منسوب التأسيس.

ب) ***الإحلال بتربة الزلط فقط:***

- تســتخدم تــربة الإحلال بالزلط أسفل الأساسات وذلك فى حالة ما إذا كان منسوب المياه الجوفية عالى عن منسوب الطبقة الأصلية للتربة حيث هذا النظام يعمل على تخفيف ضغط المياه من أسفل إلى أعلى (uplift) الواقع علــى الأساســات بالإضافة إلى عملها كنظام لتصريف المياه الجوفية أو لأبعاد المياه الجوفية عن خرسانة الأساسات.

★ هــذا وتجدر الإشارة إلى أن ١٥ سم من الزلط كافية لتصريف المياه الجوفية حيــث فى هذه الحالة تعمل تربة الزلط كمرشح (filter) حيث تسمح بتحريك المياه أفقياً لتستقبلها أنظمة الصرف إلى الشبكات العمومية أو إلى أى مصدر آخر للصرف.

جـ) ***الإحلال بالخرسانة الضعيفة:***

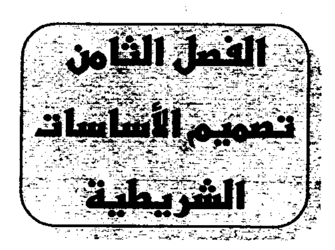
يســتخدم هــذا الــنوع من الإحلال وذلك بتنفيذ طبقة إحلال من الخرسانة الفقــيرة فــى الأســمنت والقليلة الماء (الخرسانة المفلفلة) وذلك فى حالة عدم جــدوى وســائل تصريف المياه الجوفية فى التخلص من كل المياه الجوفية بعد الحفــر للتأســيس حيــث يتم رمى الخرسانة المفلفلة بالموقع والتى تتخلل المياه الجوفــية مكونــة كتلة خرسانية تعمل على كتم المياه الجوفية لحين إتمام تنفيذ الأساســات، هذا بالإضافة إلى تقليل الجهد الواقع على التربة الأصلية كما شرحنا سابقاً.

د) ***الإحلال بتربة رملية:***

غالباً ما يستخدم الرمل فى الإحلال لرفع المنسوب أو لتخفيض الإجهادات الواقعة على التربة الأصلية وذلك بصورة شائعة نظراً لرخص ثمنه ولكن يستخدم الرمل كــتربة إحــلال أساساً عندما تكون التربة الأصلية قابلة للانتفاخ وفى هذه الحالة يعمل الرمل الخشن كطبقة مرنة يمكنها إمتصاص الطاقة والإجهادات الناتجة من التربة الأصلية السفلية.

ملحوظة:

فى بعض الحالات يمكن استخدام طبقة رفيعة بسمك من ١٠-١٥ سم من الـــرمل أو الزلط والرمل كطبقة نظافة لتنفيذ الأساسات وذلك فى حالة عند الحفر للأساســـات وحـــدوث ترويـــب للتربة الناعمة أو فوران للتربة الرملية وذلك فى وجود المياه الجوفية.



٨-١ تعريف ومقدمة:

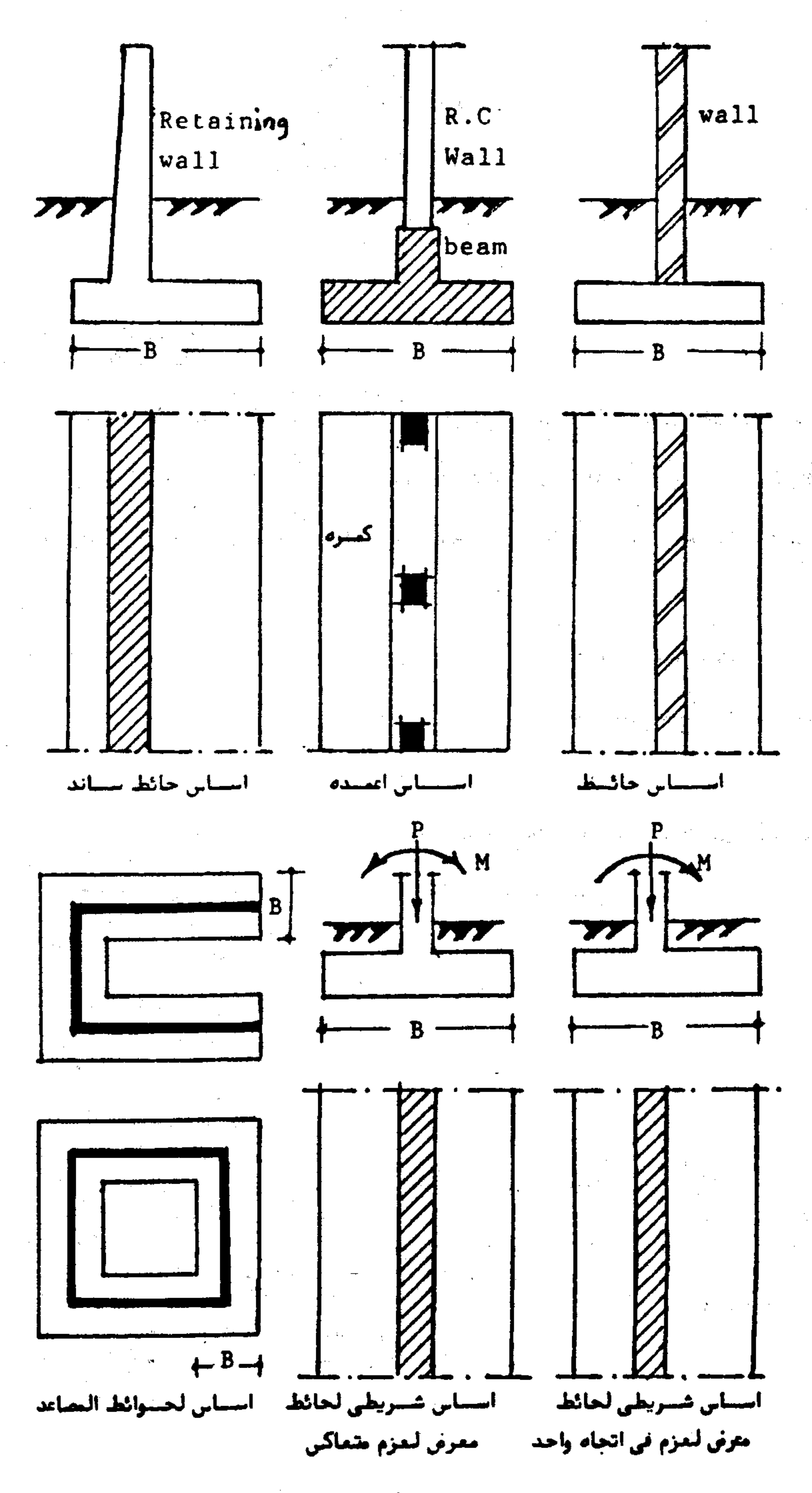
★ إن ماهــية الأساســات الشــريطية كأى نوع من الأساسات هو توزيع الأحمال المــنقولة لها من الحوائط أو الأعمدة إلى التربة بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عند منسوب التأسيس وأسفل هذه الأساسات عن قدرة تحمل التربة المسموح بها وكما ذكرنا سابقاً.

★ الأساسات الشريطية هى عبارة عن بلاطة مستمرة من الخرسانة المسلحة يتم تنفــيذها إمــا أسفل حائط خرسانى أو طوب أو أعمدة واقعة على صف واحد خاصة إذا كانت أحمال هذه الأعمدة متقاربة والبحور بينها متساوية تقريباً.

★ توجــد عــدة أنــواع مــن الأساسات الشريطية حسب الأحمال المنقولة إليها والغرض الذى تستخدم من أجله ومن هذه الاستخدامات ما يلى :

- أساس حائط من الطوب.
- أساس حائط خرسانى مسلح.
- أساس أعمدة.
- أساس حائط ساند.
- أساس لحوائط المصاعد ولب المبانى (Core of building).

★ وقــد تكون الأحمال المنقولة من هذه العناصر محورية (قوى عمودية) فقط أو قــوى عموديــة مصــحوبة بعزوم انحناء فى اتجاه واحد أو عزوم انحناء مزدوجة فى اتجاهين متعاكسين وكما هو مبين بالشكل (٨-١).



شكل (٨-١) استخدامات وأنواع الأساسات الشريطية

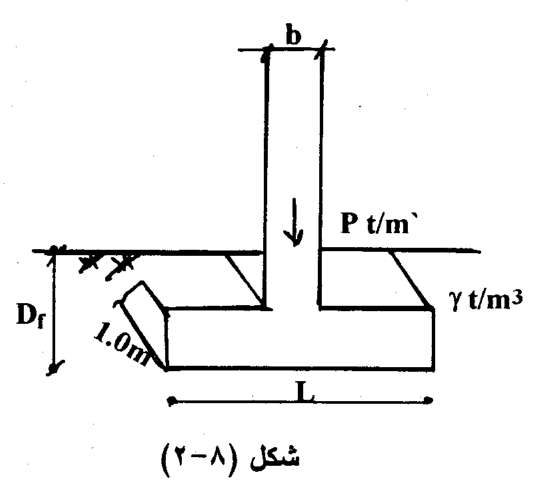
٨-٣ طريقة تصميم الأساسات الشريطية:

٨-٢-١ الأساسات الشريطية المعرضة إلى قوى محورية فقط:

فى هذه الحالة تكون الأساسات معرضة إلى قوى عمودية متمركزة فى مركز ثقل القاعدة.

i - *الأساسات أو القواعد الشريطية أسفل حوائط الطوب أو الحوائط الخرسانية:*

يبين الشكل (٨-٢) كروكى لحائط من الطوب أو الخرسانة يرتكز على قاعدة خرسانية شريطية طولها ١,٠٠ م مرتكز مباشرة على التربة وأن الحمل المنقول إلى القاعدة يقع فى مركزها.



شكل (٨-٢)

المعطيات:

- أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية $P_{D.L} + P_{L.L} = P$ (t/m`) وذلك من حساب الأحمال الواقعة على العمود أو الحوائط.
- منسوب وعمق التأسيس D_f (m) من خواص وتقرير التربة.
- كثافة التربة من سطح الأرض وحتى منسوب التأسيس (t/m^3) γ من نوعية وخواص وتقرير التربة.
- عرض الحائط أو العمود (b) من التصميم الخاص بالعمود.

- جهـد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس (kg/cm^2) q_{all} من خواص وتقرير التربة.
- رتـبة ونوعـية الخرسـانة وحديـد التسـليح المسـتخدم فـى الإنشاء (f_{cu} & f_y kg/cm^2) على التوالى من المواصفات القياسية.

المطلوب:

تصـميم القـاعدة الشـريطية أى إيجـاد الأبعاد (عرضها وسمكها وحديد تسليحها ...... الخ).

خطوات التصميم:

أ) باستخدام طريقة المرونة (إجهاد التشغيل):

١- يـتم حسـاب أقصـى حمل تشغيل متوقع للمتر الطولى من الحائط نتيجة للحمـل الحـى (L.L) والميت (D.L) وذلك عند منسوب التأسيس وليكن (P_T) حيـث (P_T) يعـادل أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية مجموعاً عليه وزن عمود التراب الفعال بالتقريب.

i.e. $P_T = P + \gamma D_f$ t/m`

٢- يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب الأرض الطبيعية ($q_{n\ all}$) وهـو يسـاوى جهد التربة الكلى المسموح به مطروحاً منه وزن عمود التراب.

i.e. $q_{n\ all} = q_{all} - \gamma D_f$ kg/cm^2 or t/cm^2

٣- يـتم حساب مساحة الأساس المطلوب (A) وعرضه الآمن وذلك بدلالة كل مـن الحمـل والإجهـادات الواقعة على التربة أسفل الأساس وذلك طبقاً للمعادلات التالية أيهما أكبر:

$$A = \frac{P}{q_{n\ all}} = \frac{P}{q_{all} - \gamma_a D_f} \quad (m^2)$$

or $$A = \frac{P_T}{q_{all}} \cong \frac{P + \gamma_a D_f}{q_{all}} \quad (m^2)$$

حيـث (γ_a) هـى الكـثافة المتوسطة للتربة على الخرسانة فوق منسوب التأسيس

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{conc.}}{2} \quad t/m^3$$

وغالباً ما تكون القيمة الأولى للمساحة أكبر ومنها يتم حساب عرض الأساس (B) على أساس أن الطول يعادل ١,٠٠ متر.

i.e. $B = \frac{A}{1.0}$ (m)

ويقرب البعد (B) لأقرب ٥ سم.

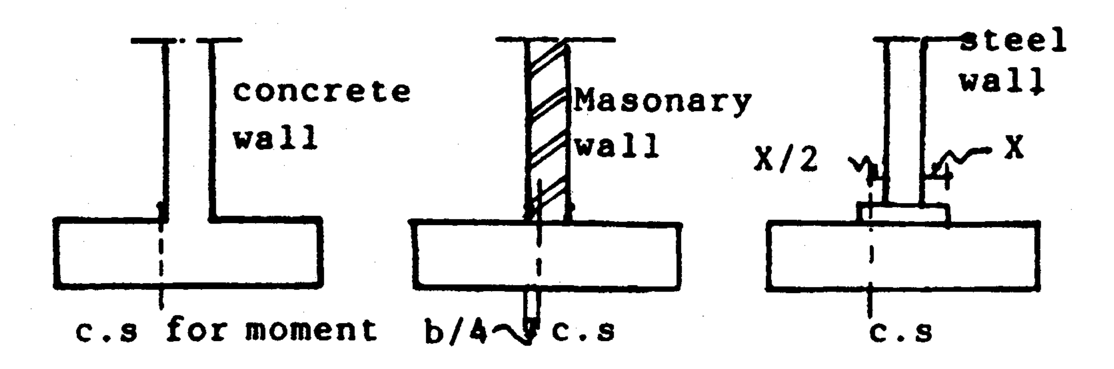
٤- يتم حساب رفرفة الخرسانة المسلحة عن العمود (c) من الرسم حيث :

$$c = \frac{B - b}{2} \quad (m)$$

٥- يتم حساب جهد التربة الصافى الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة ذات العرض (B).

$$f_{soil} = \frac{P}{B \times 1.0} \quad t/m^2$$

٦- يتم تحديد المقطع الحرج لعزم الانحناء حسب نوع الحائط (طوب أو خرسانة أو حديد) وذلك كما ذكر سابقاً وطبقاً للكروكى شكل (٨-٣).



شكل (٨-٣) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء

٧- يتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء والناتج من ضغط التربة الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة (f_{soil}) فمثلاً:

$$M_{max} = f_{soil} \cdot \frac{C^2}{2} = \frac{1}{2} f \left(\frac{B - b}{2}\right)^2 \quad *$$ (للحائط الخرسانى المسلح)

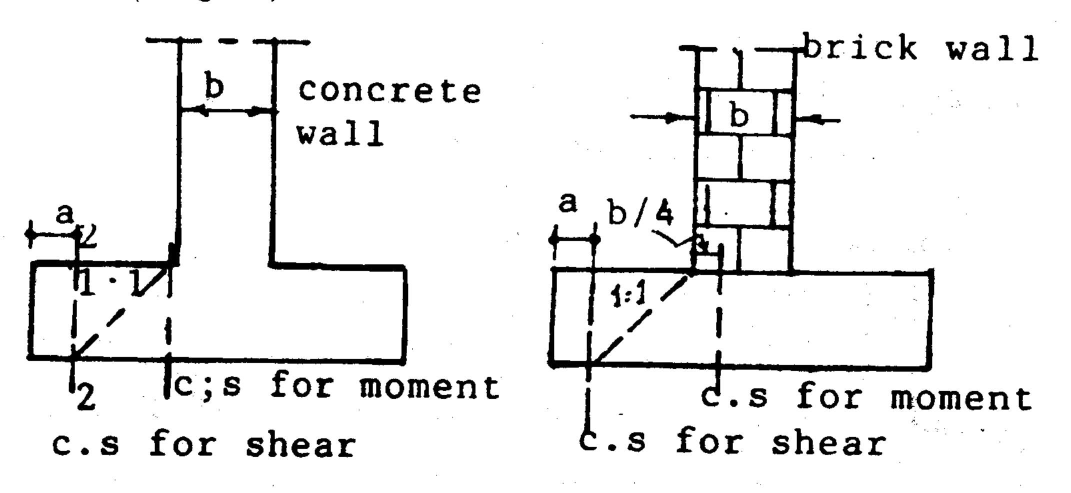
٨- يتم حساب العمق الفعال اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{max}) وذلك لشريحة عرضها ($b = 1.0$ m) من المعادلة التالية :

$$d_{moment} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{100}} \quad * \quad b = 100\ cm$$

مع مراعاة الوحدات المستخدمة (كجم ، سم).

حيث (k_1) ثابت يتم تحديده حسب رتبة كل من الحديد (f_s) والخرسانة (f_{cu}) التى سوف تستخدم فى تنفيذ القاعدة مع عدم وجود واستخدام حديد فى منطقة الضغط ($i.e.\quad \alpha = 0$) وباستخدام الجداول المعروفة للخرسانة المسلحة أو من الجدول (٧-٣).

٩- يتم تحديد المقطع الحرج للقوى القاصة (Q_{sh}) وهو عند قطاع يبعد المسافة (d) من وجه الحائط وكما هو مبين بالشكل (٨-٤) أو على مسافة قدرها (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة (القطاع 2-2).



شكل (٨-٤) القطاع الحرج للقوى القاصة

١٠- يتم حساب قيمة القوى القاصة (Q_{sh}) عند القطاع الحرج للقوى القاصة (2-2) والناتج من ضغط التربة الفعلى الواقع على القاعدة المسلحة.

$$Q_{sh} = a \times 1.0 \times f_{soil} = \left[\frac{B-b}{2} - d\right] \times f_{soil} \quad t/m'$$

١١- يتم حساب عمق الأساس المطلوب لمقاومة القوى القاصة (Q_{sh}) على ألا تتعدى إجهادات القص الحدود المسموح بها لنوعية ورتبة الخرسانة المستخدمة ($q_{sh\ all}$) وذلك من المعادلة التالية :

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87\, b\, d_{sh}} \le q_{sh\, all} \quad (q_{c\, all} \cong 5.0\ kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87\, b\, .\, q_{sh\, all}}$$

مع مراعاة $b = 100$ cm والوحدات كجم ، سم.

١٢- يتم اختيار العمق الأكبر المطلوب لمجابهة كل من عزوم الانحناء (d_m) والقوى القاصة (d_{sh}) – (d_m or d_{sh}) i.e. أيهما أكبر وليكن (d).

١٣- يتم حساب عمق وسمك القطاع الكلى للأساس وهو $t = d + cover$ حيث يؤخذ الغطاء الخرسانى (cover) من ٥ – ٧ سم مع تقريب العمق إلى أقرب ٥ سم وبحيث لا يقل العمق الكلى عن ٢٥ سم للأحمال الصغيرة و ٣٠ سم للأحمال الثقيلة والتربة الضعيفة.

١٤- يتم تحديد وتعيين كمية الحديد (A_s) المطلوبة لمجابهة عزم الانحناء الأقصى (M_{max}) مع العمق الفعلى للقاعدة (d) وذلك من المعادلة المعروفة :

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d} \quad (cm^2)$$

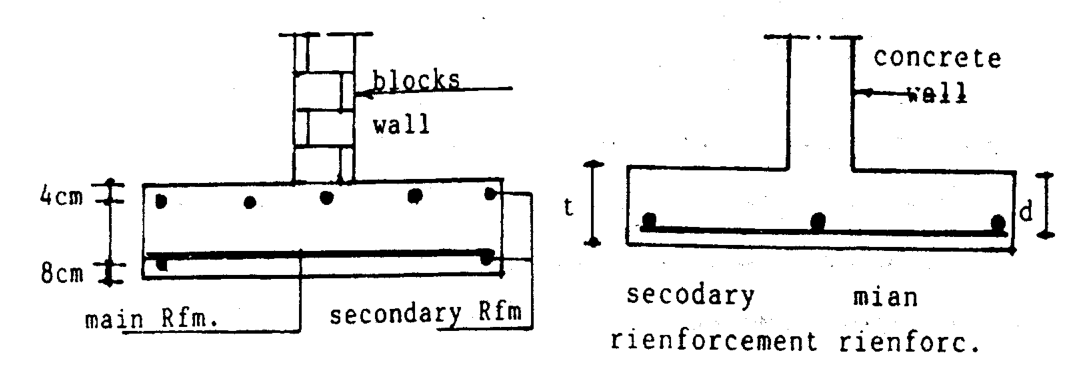
مع مراعاة الوحدات كجم ، سم حيث (k_2) ثابت يتوقف أيضاً على رتبة كل من الحديد المستخدم، الخرسانة المستخدمة أى على الإجهادات المسموح بها لكل منهما (f_s) ، (f_c) ويمكن تحديده فى حالة عدم وجود حديد فى منطقة الضغط (i.e. $\alpha = 0$) باستخدام الجداول المعروفة للخرسانة المسلحة أو من الجدول (٧-٣).

١٥- يتم اختيار قطر حديد التسليح الرئيسى المستخدم والذى يتوقف على سمك القاعدة بحيث لا يقل عن ١٣ ϕ مم وبالتالى يتم تحديد عدد الأسياخ المطلوبة فى المتر الطولى من القاعدة وبحيث لا يقل العدد عن ٥ ϕ ١٣/مَ على أن يتم وضع حديد التسليح هذا وتوزيعه عند السطح السفلى للقاعدة وفى الاتجاه العرضى لها.

١٦- يجب التحقق من أن كمية الحديد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأقصى لا يقل عن نسبة الحد الأدنى لحديد التسليح ويوصى بألا تقل نسبة حديد

التسليح عن ٠,٠٠٢٥ من مساحة القطاع الفعلى للقاعدة فى حالة الحديد الأملس، ٠,٠٠٢٠ من مساحة القطاع فى حالة الحديد عالى المقاومة كما يجب التحقق من الحد الأقصى لحديد التسليح وطبقاً للجدول (٧ - ٤).

١٧- يتم وضع حديد تسليح ثانوى فى الاتجاه العمودى للقاعدة ($A_{s\ sec}$) يؤخذ كنسبة من الحديد الرئيسى المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{max}) وذلك بقيمة تتراوح ما بين ٢٠ ← ٣٠% من الحديد الرئيسى (A_s) وبحيث لا يقل عن ٥ ϕ ١٣ /مَ على أن يتم توزيع ووضع هذا الحديد أسفل الأساس وأعلى الحديد الرئيسى فى الحوائط الخرسانية أما فى أساسات حوائط الطوب فيوضع الحديد الطولى الثانوى أعلى الأساس ويفضل أن يؤخذ ربع الحديد فى الناحية السفلية والباقى فى الناحية العلوية - شكل (٨-٥) أما فى أساسات حوائط الطوب فيوضع الحديد الطولى الثانوى أعلى الأساس.



شكل (٨-٥)

١٨- يتم التأكد والتحقق من قيمة إجهاد التماسك عند القطاع الحرج لعزوم الانحناء وذلك بحساب القوة القاصة المسببة لفقد التماسك عند هذا القطاع (Q_b) بمعنى فى حالة الحائط المسلح (concrete wall)

$Q_b = \left(\frac{B-b}{2}\right) \times b \times f_{soil}$ i.e. مع مراعاة $b = 100$ cm والوحدات كجم، سم.

ثـم يـتم حسـاب إجهـاد التماسك من المعادلة المعروفة حيث إجهادات التماسك المتولدة على القطاع الحرج يجب ألا تتعدى الإجهادات المسموح بها للتماسك لنوعية الخرسانة المستخدمة.

$$\text{i.e.} \quad q_b = \frac{Q_b}{0.87\, d\, \Sigma o} \le q_{b\,all}$$

حيث (Q_b) : هى قوة القاصة المسببة للعزوم عند القطاع الحرج

، (Σo) : هـو محـيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج لعزم الانحناء

، (d) : هو العمق الفعلى الفعال للقطاع (القاعدة).

، $(q_{b\,all})$: هـو إجهـاد التماسـك المسـموح بـه لنوعية الخرسانة المسـتخدمة ويمكن تعيينه من الجدول (٧-٩) ويؤخذ ١٠ كجم/سم٢

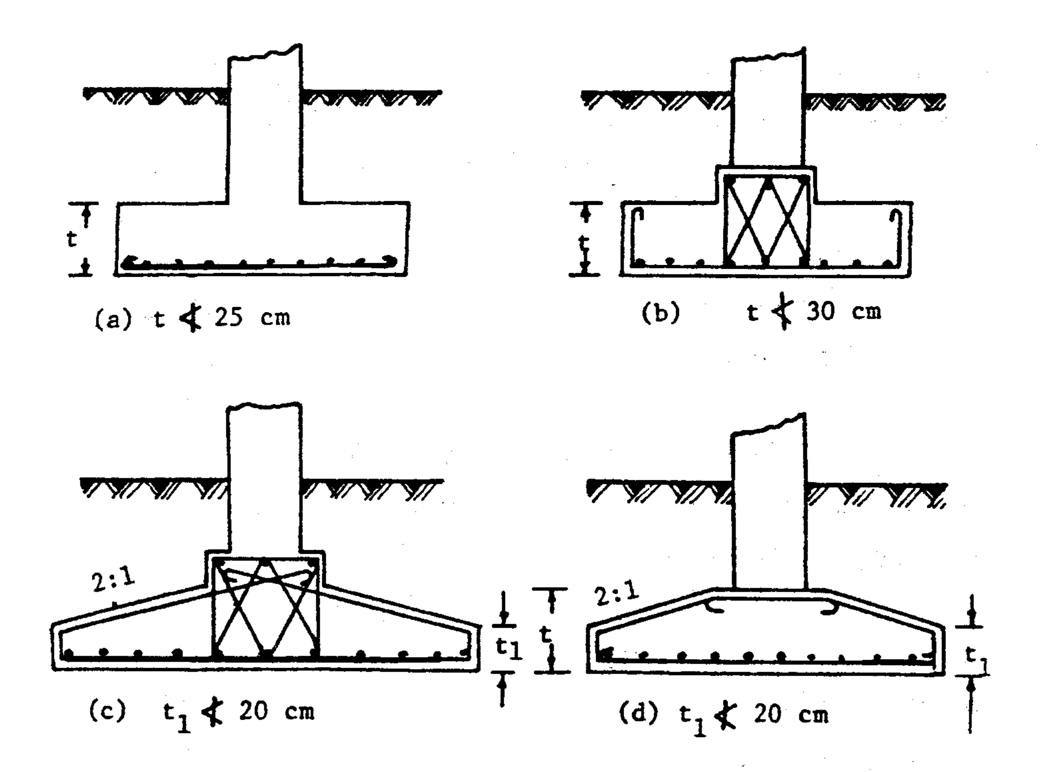
هذا وإذا لم يتحقق هذا الشرط (أى أن إجهادات التماسك $(q_b > q_{b\,all})$ فإنه يجـب فـى هذه الحالة إما استخدام أقطار حديد أقل وبالتالى زيادة محيط الأسياخ (Σo) أو زيادة العمق الفعال للقاعدة (d) مع ملاحظة أن ثنى حديد التسـليح الرئيسـى عـند حافة القاعدة يعمل على زيادة مقاومة التماسك للخرسانة وكما هو موضح بالشكل (٧-١٣).

١٩- يـتم الـتحقق مـن طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن ٤٠ ϕ للحديد الأملس أو ٤٠ سم أيهما أكبر وعن ٥٠ ϕ للحديد المشرشر أو ٣٠ سم أيهما أكبر.

٢٠- يـتم الـتحقق من كفاية طول الأشاير بين الحائط والأساس وذلك طبقاً لما سبق شرحه.

ملحوظات هامة:

١- هـذا وتجـدر الإشـارة إلى أنه لمنع التشريخ الناتج عن الهبوط المحتمل أسـفل الحـائط نفسه فإنه يمكن زيادة جساءة المقطع أسفل الحائط وذلك باسـتخدام حديـد تسـليح إضـافى فى الأساسات كما هو موضح بالشكل (٨-٦) وذلـك أسـفل الحائط نفسه وذلك بنسبة حوالى ١% من مساحة المقطع تحت الحائط على أن يتم توزيع هذه المساحة على السطح العلوى والسـفلى فـى المـنطقة أسـفل الحائط مباشرة كما هو موضح بالشكل (٨-٦-b،c).



شكل (٨-٦) كيفية تقوية جساءة القواعد الشريطية أسفل الحوائط لمقاومة الهبوط أسفل هذه الحوائط

٢- لم يتم التحقق من إجهادات كل من القص الثاقب (Punching shear) وإجهاد الارتكاز نظراً لكبر المساحة المقاومة لهذا النوع من الإجهادات لكبر عرض القاعدة (b = 1.0 m).

ب) باستخدام التصميم الحدى للمقاومة: *(U.S.D)*

١- يتم حساب أقصى حمل متوقع للمتر الطولى من الحائط (P_u) والمناظر لكل من الحمل الحى ($P_{L.L}$) والحمل الميت (D.L) وذلك باستخدام معاملات زيادة الأحمال (γ) عند حدوث الانهيار من المعادلات المعروفة لحساب الحمل الأقصى وطبقاً للكود المصرى كما يلى :

- فى حالة إهمال أحمال الرياح والزلازل

$$P_u = \gamma_{D.L} \times P_{D.L} + \gamma_{L.L} \times P_{L.L}$$

$$= 1.4 \times P_{D.L} + 1.6 \times P_{L.L}$$

- فــى حالة قيمة الأحمال الحية لا تزيد عن ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الميتة

$$P_u = 1.5\,(P_{D.L} + P_{L.L})$$

٢- يــتم حســاب أقصـــى حمل تشغيل متوقع للمتر الطولى من الحائط نتيجة للحمــل الحـــى $(P_{L.L})$ والميت $(P_{D.L})$ وذلك عند منسوب التأسيس وليكن (P_T) حيــث (P_T) يعــادل أقصـــى حمل تشغيل عند منسوب سطح الأرض الطبيعية مجموعاً عليها وزن عمود التراب الفعال بالتقريب.

i.e. $P_T = P + \gamma\, D_f \qquad t/m'$

٣- يــتم حســاب وتقدير قيمة جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب ســطح الأرض الطبيعية $(q_{n\ all})$ وهو يساوى جهد التربة الكلى المسموح به مطروحاً منه وزن عمود التراب.

i.e. $q_{n\,all} = q_{all} - \gamma\, D_f \quad kg/cm^2 \quad or \quad t/cm^2$

٤- يــتم حســاب مساحة الأساس المطلوب (A) ومن ثم عرضه الآمن وذلك بدلالــة كــل من الإجهادات الواقعة على التربة أسفل الأساس وذلك طبقاً للمعادلات التالية :

$$A = \frac{P}{q_{all}} = \frac{P}{q_{all} - \gamma\, D_f} \quad (m^2)$$

or $$A = \frac{P_T}{q_{all}} \cong \frac{P + \gamma\, D_f}{q_{all}} \quad (m^2)$$

وغالــباً مــا تكون المساحة الأولى أكبر ومنها يتم حساب عرض الأساس (B) على أساس أن طول القاعدة هو $(b = 1.0\ m)$

i.e. $$B = \frac{A}{1.0} \quad (ms)$$

وبقرب هذا البعد (B) لأقرب ٥ سم.

٥- يــتم حســاب وتقدير قيمة جهد التربة التصميمى الأقصى باستخدام الحمل القصوى (P_u) وذلك بخارج قسمة الحمل على المساحة.

$$\therefore \quad f_{u\,soil} = \frac{P_u}{B \times 1.0} \quad t/m^2$$

٦- يتم حساب رفرفة الخرسانة المسلحة عن العمود (c) من الرسم حيث :

$$C = \frac{B - b}{2} \quad m$$

٧- يـــتم تحديـــد المقطـــع الحرج لعزم الانحناء حسب نوع الحائط (طوب أو خرسانة أو حديد). وذلك كما ذكرنا سابقاً وطبقاً للكروكى شكل (   ).

٨- يـــتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء والناتج من ضغط التربة التصميمى الأقصى ($f_{u\ soil}$) على القاعدة من أسفل إلى أعلى فمثلاً :

(للحائط الخرسانى المسلح) *
$$M_{u\,max} = f_{u\,soil} \cdot \frac{c^2}{2} = \frac{1}{2} f_u \left(\frac{B - b}{2}\right)^2$$

٩- يـــتم حساب العمق الفعّال اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى ($M_{u\ max}$) وذلك لشريحة عرضها ($b = 1.0$ m) من المعادلة التالية :

$$d = k_u \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b}}\ (cm) \cong 0.4 \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b}}$$

حيـــث الثابـــت (k_u) يـــتراوح ما بين ٠,٣ ، ٠,٥ ويؤخذ كقيمة متوسطة تعادل ٠,٤

١٠- يـــتم تحديد المقطع الحرج للقوى القاصة القصوى (Q_{ush}) وهو عند قطاع يـــبعد المســـافة (d) من وجه الحائط أو على مسافة قدرها (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة كما ذكرنا سابقاً.

١١- يتم حساب قيمة القوى القاصة القصوى عند القطاع الحرج للقوى القاصة والـــناتج والمـــناظر لضغط التربة التصميمى الأقصى ($f_{u\ soil}$) الواقع على القاعدة.

$$Q_{ush} = a \times 1.0 \times f_{u\,soil} = \left[\frac{B - b}{2} - d\right] \times f_{u\,soil} \quad t/m`$$

١٢- يـــتم تحديـــد وحســـاب عمـــق الأساس المطلوب لمقاومة القوى القاصة القصـــوى (Q_{ush}) على ألا تتعدى أقصى إجهادات قص عن القيم القصوى المســـموح بها للخرسانة بالقواعد (q_{cu}) والواردة بالجدول (٧-٦) وتؤخذ حوالى ٦,٠٠ كجم / سم٢ كقيمة متوسطة لرتب الخرسانة من C 200 إلى C 300.

$$\text{i.e.} \quad q_{ush} = \frac{Q_{ush}}{b\,d_{sh}} \le q_{cu} \quad (6\,kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{Q_{us}}{b \times q_{cu}} \qquad \text{..........} \qquad *$$

مع مراعاة (b = 100 cm) والوحدات كجم ، سم.

١٣- يـــتم اختيار العمق الأكبر المطلوب لمقاومة أى من عزم الانحناء الأقصى ($M_{u\ max}$) أو القـــوى القصوى القاصة (Q_{ush}) أى الأكبر فى العمق (d_m) أو (d_{sh}) وليكن هذا العمق هو (d).

١٤- يتم تحديد وحساب عمق القطاع الكلى المطلوب للأساس وهو t=d+cover حيـــث يؤخذ الغطاء الخرسانى (cover) من ٥ - ٧ سم مع تقريب العمق (t) إلى أقرب ٥ سم وبحيث لا يقل عن ٢٥ سم للأحمال الضعيفة والتربة القوية، ٣٠ سم للأحمال الثقيلة والتربة الضعيفة.

١٥- يـــتم إعـــادة الحســـابات باستخدام العمق الفعال الكلى (d_{act} = t - cover) وبالتالى إيجاد قيمة الثابت (k_u) المناظر لهذا العمق وقيمة ($M_{u\ max}$).

$$\text{i.e.} \quad \because \quad d_{act} = k_u \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b}} \longrightarrow$$

$$k_u = \frac{d_{act}}{\sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b}}} \qquad *$$

١٦- وبمعلومـــية قـــيمة الثابت (k_u) ونوعية المواد المستخدمة لكل من الحديد والخرســـانة يـــتم إيجاد نسبة حديد التسليح الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) والخاصة بالتصميم الحدى شكل (مرفقات) وبحيث لا تقل هذه النسبة عن الحد الأدنى المسموح به لنسب حديد التسليح (μ_{min}) ولا تـــزيد عـــن الحـــد الأقصـــى لهـــا (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة حديد التسليح المستخدم (f_y).

$$\text{i.e.} \quad A_{s\,main} = \mu\, b\, d \ \ (cm^2 / b = 1.0\ m) \qquad \not< 0.0025\, A_c\ (M.\,s)$$
$$\not< 0.002\, A_c\ (H.T.S)$$
$$\not< 5\, \phi\, 13\, /m`\ (both)$$

١٧- يـــتم اختيار قطر حديد التسليح المستخدم والذى يتوقف على سمك القاعدة بحيـــث لا يقل عن ϕ ١٣ مم وبالتالى يتم تحديد عدد الأسياخ المطلوبة فى المتر الطولى من القاعدة وبحيث لا يقل العدد عن ٥ ϕ ١٣/مَ.

١٨- يــتم وضــع حديــد تســليح ثانوى فى الاتجاه العمودى (الاتجاه الطولى) للقاعدة قدره ($A_{s\ sec.}$) يؤخذ كنسبة من الحديد الرئيسى المطلوب لمقاومة العــزم الأقصى ($M_{u\ max}$) وذلك بقيمة تتراوح ما بين ٢٠ ⟵٣٠% من الحديد الرئيسى وبحيث لا يقل عن ٥ φ ١٣/مَ.

١٩- يــتم التحقق من قيمة إجهادات التماسك الواقعة على القطاع الحرج لعزوم الانحــناء وذلــك بحساب أقصى قوة قاصة مسببة لفقد التماسك عند هذا القطاع (Q_{ub}) بمعنى :

فى حالة الحائط المسلح

i.e. $$Q_{ub} = \left(\frac{(B - b)}{2}\right) \times b \times f_{u\,soil}$$

مــع مــراعاة b = 100 cm والوحــدات كجم ، سم على ألا تتعدى أقصى إجهــادات تماسك عند القطاع الحرج عن أقصى قيمة إجهاد تماسك حدى للخرسانة مع صلب التسليح (q_{cbu})

i.e. $$q_{bu} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o \,.\, d_{act}} \leq q_{cbu} = 0.95\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}\ \ (10 - 12\ kg/cm^2)$$

حيث (Σo) هو مجموع محيط الأسياخ الرئيسية ($\Sigma o = n\ \phi\ 0$)

هــذا وإذا لم يتم تحقيق هذا الشرط أى إذا ما كان ($q_{bu} > q_{cuu}$) فإنه فى هــذه الحالــة إمــا استخدام أقطار حديد أقل وبالتالى زيادة محيط الأسياخ (Σo) أو زيادة العمق الفعال للقاعدة مع ملاحظة أن ثنى حديد التسليح عند حافــة القــاعدة يعمل على زيادة مقاومة التماسك للخرسانة وكما وضحنا سابقاً.

٢٠- يــتم الــتحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن ٤٠ φ أو ٤٠ ســم أيهمــا أكــبر للحديد الأملس وعن ٥٠ φ أو ٣٠ سم أيهما أكبر للحديد المشرشر.

٢١- يــتم الــتحقق من كفاية طول الأشاير بين الحائط والأساس وذلك طبقاً لما سبق شرحه.

ملحوظات هامة:

يــتم الــرجوع إلــى الملحوظات الهامة المذكورة فى التصميم المرن لهذه القواعد.

٨-٢-٢ أمثلة محلولة:

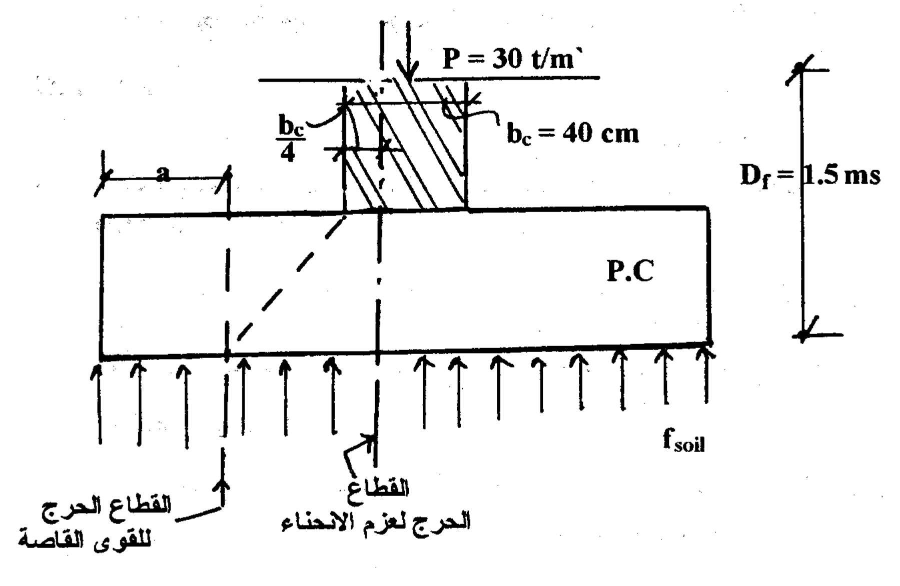
مثال رقم (١):

المطلـوب تصـميم القاعدة العادية الشريطية التى يرتكز عليها حائط من الطوب عرضه ٤٠ سم والمعرض إلى حمل تشغيل محورى قدره ٣٠ طن /مَ عند منسوب سطح الأرض الطبيعية إذا علم أن :

- منسوب التأسيس يعادل ١,٥٠ متر (D_f).
- جهـد الـتربة الكلـى المسـموح به عند منسوب التأسيس يعادل ١,٢٠ كجم/سم٢ (q_{all}).
- كثافة التربة (γ_{soil}) يعادل ١,٧ طن/م٣.
- كثافة الخرسانة العادية ($\gamma.\ p.\ c$) تعادل ٢,٢ طن/م٣.
- رتبة الخرسانة C 180.

الحل:

يبيـن الشـكل (٨-٧) كـروكى للقاعدة المطلوب تصميمها بفرض طولها ١,٠٠ متر وأن عرضها يعادل (B) متر وسمكها (t) متر.



شكل (٨-٧)

الخطوات:

- يـــتم حســـاب وتقدير قيمة جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس وهو يساوى :

$$q_{n\,all} = q_{all} - \gamma_a D_f$$

جهـــد التربة الكلى المسموح به - وزن عمود التربة والخرسانة فوق هذا المنسوب

(γ_a) هـــى متوسط كثافة التربة والخرسانة العادية فوق منسوب التأسيس وهى تساوى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{p.c}}{2} = \frac{1.7 + 2.2}{2} = \frac{3.9}{2} = 1.95 \quad t/m^3$$

$$\therefore \quad q_{n\,all} = 12 - 1.5 \times 1.95 = 12 - 2.93 = 9.07 \quad t/m^2$$

$$= 0.9 \quad kg/cm^2$$

- يتم حساب مساحة القاعدة العادية وذلك كالآتى :

$$A = \frac{\text{الحمل/مَ عند منسوب التأسيس}}{q_{n\,all}} = \frac{30}{9} = 3.33 \quad m^3$$

وحيث أن طول الحائط يعادل واحد متر. $\therefore$ عرض القاعدة العادية يعادل

$$B = \frac{A}{1} = \frac{3.33}{1} = 3.33 \quad ms$$

لأقرب ٥ سم

Take $\quad B = 3.35 \; ms$

- يـــتم حســـاب جهـــد الـــتربة الصـــافى الواقـــع على القاعدة ذات العرض $B = 3.35$ ms

$$\therefore \quad f_{net\,actual} = \frac{P}{A_{actual}} = \frac{30}{1 \times 3.35} = 8.95 \cong 9 \quad t/m^2$$

- يتم إيجاد سمك القاعدة الحرج عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة عزوم الانحناء وذلك كالآتى :
  - يتم حساب البعد (c) من حافة القاعدة إلى وجه الحائط الطوب.

$$c = \frac{B - b_c}{2} = \frac{3.35 - 0.40}{2} = 1.475 \quad ms$$

- يـــتم تحديـــد مكـــان وموضع القطاع الحرج وفى هذه الحالة يبعد القطـــاع الحـــرج عـــن حافـــة القـــاعدة بمسافة تعادل $\left(c+\frac{b}{4}\right)$ أى $\left[1.475+\frac{0.4}{4}\right]$ أى بمسافة قدرها ١,٥٧٥ م

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (M_{max})

$$M_{max}=\frac{q_{nactual}}{2}\times\left(c+\frac{b}{4}\right)^{2}\times 1.0=\frac{9}{2}\times(1.575)^{2}=11.163 \;\; t.m/m`$$

- يـــتم حســـاب أقصـــى إجهاد شد واقع على الخرسانة العادية عند القطـــاع الحرج $(f_{ct\ max})$ بحيث لا يتعدى أقصى إجهاد شد مسموح به لتربة الخرسانة $(f_{ct\ all})$.

$$\text{i.e.} \quad f_{ct\,max}=\frac{M_{max}\cdot y}{I}=\frac{M_{max}\cdot\frac{t}{2}}{b\ t3/12}=\frac{6\,M_{max}}{b\,t^{2}}\leq f_{ct\,all}$$

$$\therefore \quad \frac{6\times 11.163\times 10^{5}}{100\times t^{2}}\leq f_{ct\,all}=4 \;\; kg/cm^{2} \quad \text{for} \;\; C\ 180$$

ومنها يتم إيجاد سمك الخرسانة العادية (t) لمقاومة عزم الانحناء

$$\therefore \quad t^{2}=\frac{6\times 11.163\times 10^{5}}{100\times 4} \longrightarrow t=129\cong 130 \;\; cm$$

- يـــتم إيجـــاد ســـمك القاعدة عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة القوى القاصة كالآتى :

  - يتم تحديد مكان وموضع القطاع الحرج للقص وهو على بعد عمق الأساس (t) من وجه الحائط الطوب وليكن (a) من حافة القاعدة.

i.e. $a=(c-t)=1.475-1.3=0.175$ ms

  - يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج للقص أى على بعد مســـافة (a) مـــن حافـــة القـــاعدة وذلك بدلالة جهد محصلة القوة المؤثـــرة مـــن أسفل إلى أعلى على القاعدة عند هذا القطاع نتيجة للجهد الصافى الواقع والفعلى على التربة.

i.e. $Q_{max\ sh}=a\cdot q_{nactual}\times 1.0=0.175\times 9\times 1.0=1.575 \;\; t/m`$

- يـــتم حساب أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج للخرسانة العادية بحيث ألا يتعدى أقصى إجهاد مسموح به للخرسانة للقص.

i.e. $q_{sh\,max} = \frac{3}{2}\frac{Q_{max}}{b\,t} \leq q_{sh\,all}$ $(6\,kg/cm^2$ for $C\,180)$

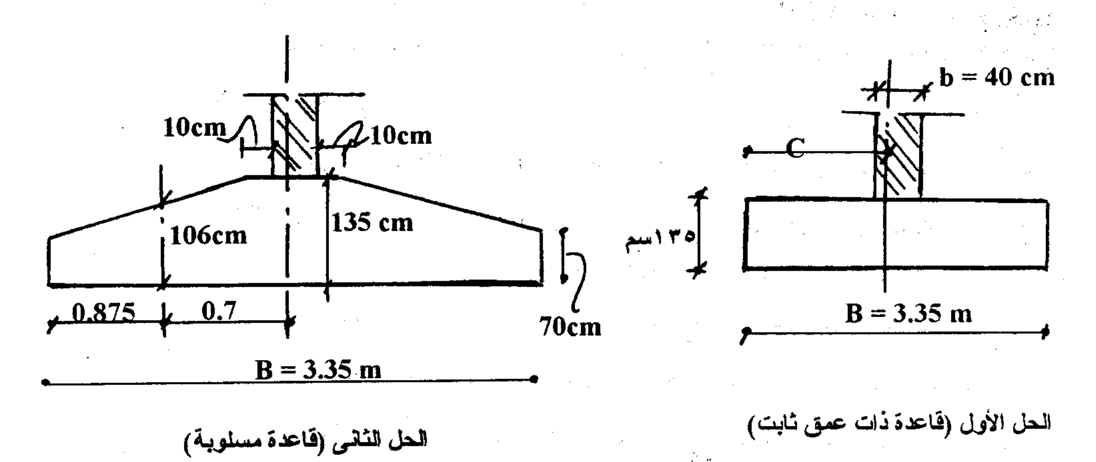
$$\therefore \quad \frac{3}{2} \times \frac{1.575 \times 10^3}{100 \times t_{sh}} \leq 6 \quad \rightarrow \quad t_{sh}$$

أى السمك اللازم لمقاومة إجهاد القص يعادل :

$$t_{sh} = \frac{3}{2} \times \frac{1.575 \times 10^3}{100 \times 6} = 3.9 \text{ cm} <<< 130 \text{ cm}$$

وهـــو مقدار صغير جداً بالمقارنة بالسمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء الأمـــر الذى يوضح أن عزم الانحناء هو الحاكم فى تصميم القاعدة وليس القوى القاصة.

- هـــذا ويمكـــن أخذ سمك القاعدة منتظماً على كامل عرضها كما هو مبين بالحل الأول أو أخذها مسلوبة بعمق من ١٣٠ سم من وجه الحائط الطوب إلـــى عمـــق لا يقل عن نصف هذا العمق عند حافتها كما هو مبين بالحل الثانى - شكل (٨- ٨).



الحل الثانى (قاعدة مسلوبة)

الحل الأول (قاعدة ذات عمق ثابت)

شكل (٨- ٨)

ملحوظة هامة:

١- فى الحل الثانى يجب التحقق من مقاومة القطاعات لعزوم الانحناء الواقعة على الجزء المسلوب وليكن قطاع واحد فقط على بعد ٧٠ سم من القطاع الحرج لعزوم الانحناء أى لقطاع على بعد ٠,٨٧٥ من الحافة وذلك كالآتى:

$$\therefore \quad M = \frac{9 \times (0.875)^2}{2} = 3.445 \quad t.m/m`$$

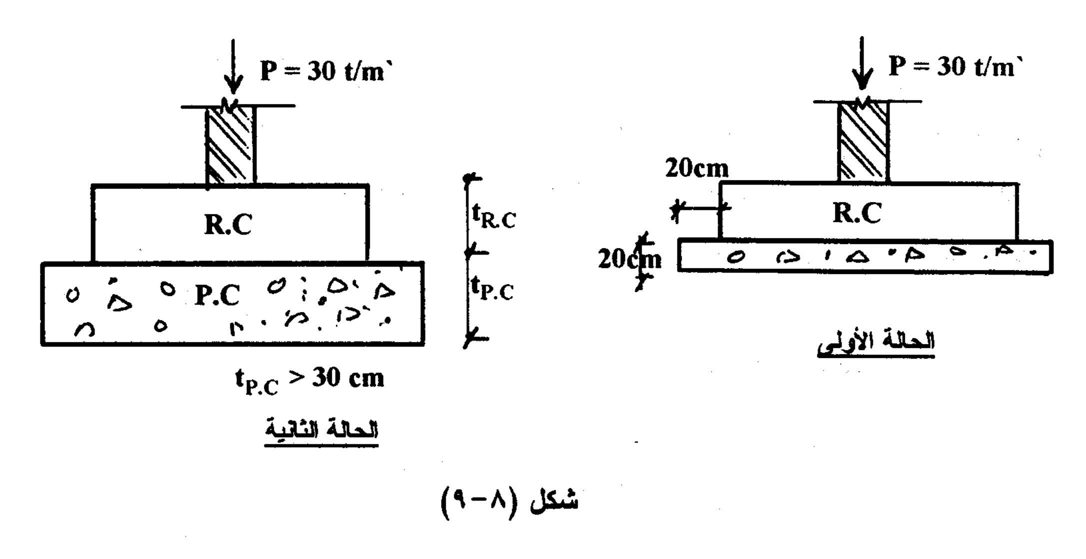
$$\therefore \quad f_{ct\,max} = \frac{6\,M}{b\,t^2} = \frac{6 \times 3.445 \times 10^5}{100 \times 106 \times 106} = 1.84 \;\; kg/cm^2 \; < (4.0)\; f_{ct\,all} \quad o.k$$

أى أنـــه يمكن استخدام الحل الأول أو الثانى بأمان تام ويفضل الحل الثانى لأنه أوفر واقتصادى فى كميات الخرسانة المستخدمة مع ضرورة التحقق أيضاً من مقاومة القص على الجزء المسلوب.

٢- يلاحظ أن سمك الخرسانة العادية المطلوب كبير نسبياً ١٣٥ سم نظراً لكبر الأحمـــال الواقعة على الحائط فوق القاعدة والمنقول إلى القاعدة من جهة وصغر جهد التربة الصافى المسموح به من جهة أخرى الأمر الذى نوصى بعمـــل قـــاعدة مسلحة أسفلها خرسانة عادية وذلك بالكيفية التالية وطبقاً للحالتين التاليتين :

الحالة الأولى:

اســتخدام قاعدة مسلحة أسفلها خرسانة عادية بسمك ٢٠ سم وبروز ٢٠ سم فقط عن الخرسانة المسلحة فى هذه الحالة يتم إهمال وجود الخرسانة العادية حيــث أن ســمكها صغير وتستخدم فقط كخرسانة نظافة أسفل القاعدة المسلحة وبالـــتالى يــتم فرض كما لو كان الخرسانة المسلحة مرتكزة مباشرة على التربة وكمـــا هو مبين بالشكل (٨-٩) مع فرض الخرسانة المسلحة هى C 200 وحديد التسليح رتبة ٥٢/٣٦.

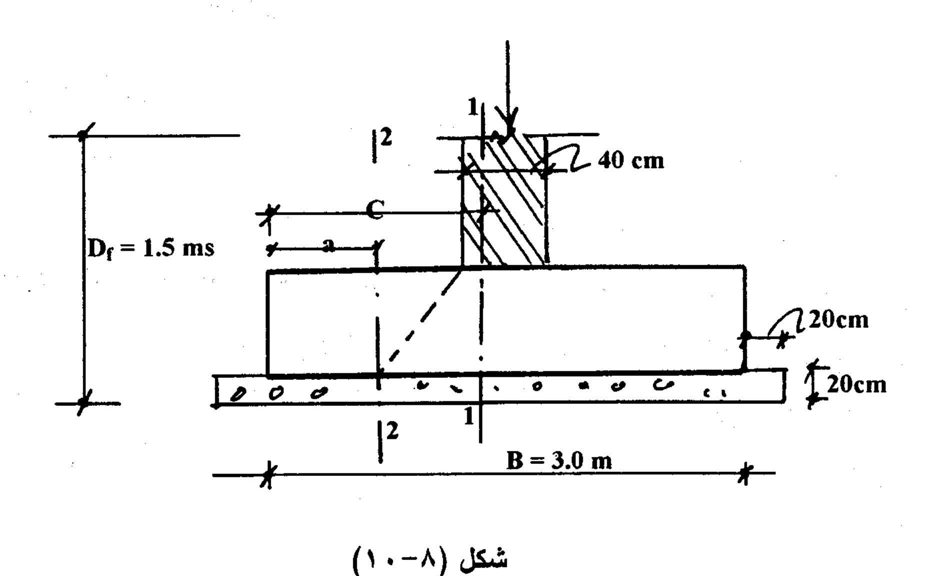


شكل (٨-٩)

الحالة الثانية:

استخدام قاعدة مسلحة أسفلها قاعدة عادية بسمك أكبر من ٣٠ سم، فى هذه الحالة يتم أخذ القاعدة العادية فى الاعتبار وتصميمها لمجابهة الضغط المنقول من التربة ثم يتم تصميم القاعدة المسلحة لمقاومة ضغط التماس بين الخرسانة العادية والمسلحة كما سوف يرد فى طريقة الحل.

طريقة الحل للحالة الأولى:



شكل (٨-١٠)

- فى هذه الحالة يتم إهمال القاعدة العادية ويتم التعامل مع القاعدة المسحة على أساس أنها مرتكزة على التربة مباشرة كالآتى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.7 + 2.5}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1 \ \ t/m^3$$

$$\therefore \quad q_{n\,all} = 12 - 2.1 = 9.9 \ \ t/m^2 \cong 1.0 \ \ kg/cm^2$$

- يتم حساب مساحة القاعدة المسلحة

$$A = \frac{30}{q_{n\,all}} = \frac{30}{10} = 3.0 \ \ m^2$$

ولشريحة عرضها واحد متر

$$\therefore \quad B = \frac{3.0}{1.0} = 3.0 \ \ ms$$

- يــتم إيجــاد ســمك القاعدة المسلحة الحرج عند القطاع الحرج المعرض لأقصى عزم انحناء وذلك كالآتى :

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{3.0 - 0.4}{2} = 1.3 \ \ ms$$

- موضع ومكان القطاع الحرج لعزوم الانحناء (1-1) والذى يبعد عن الحافة بمسافة قدرها :

$$\left(c + \frac{b}{4}\right) \ \rightarrow \ \text{أى} \left[1.3 + \frac{0.4}{4}\right] = 1.4 \ \ ms$$

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج (M_{max})

$$M_{max} = \frac{q_{n\,all}}{2} \times \left(c + \frac{b}{4}\right)^2 \times 1.0 = \frac{10}{2}(1.4)^2 = 9.8 \ \ m.t/m`$$

- وبتطبيق المعادلة المعروفة

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

حيث (d_m) : هو العمق المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (M_{max})

، (b) : عرض الشريحة وهو يعادل ١,٠٠ متر

، (k_1) : ثابــت يتم تحديده من الجداول الخرسانية طبقاً لرتبة كل من حديد التسليح والخرسانة المستخدمة فى القاعدة

وحيـــث أن الخرسانة C 200 ، الحديد رتبة ٣٦/٥٢ إذن يمكن تعيين قيمة الثوابت (k_1) ، (k_2) من الجدول (   ) كالآتى :

$k_1 = 0.276 \quad , \quad k_2 = 1750$

$$\therefore \quad d_m = 0.276\sqrt{\frac{9.8\times10^5}{100}} = 27.3 \text{ cm}$$

- يـــتم إيجـــاد سمك القاعدة المسلحة عند القطاع الحرج لمجابهة ومقاومة القوى القاصة كالآتى :

- يـــتم تحديـــد مكان وموضع القطاع الحرج للقص وعلى بعد عمق القاعدة (d_{sh}) من وجه الحائط الطوب وليكن (a) من حافة القاعدة المسلحة.

i.e. $\quad a = (c - d_{sh}) = (1.475 - d_{sh})$

- يتم حساب أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج وهى $(Q_{max\,sh})$

$\because \quad Q_{max\,sh} = a \times q_{n\,all} \times 1.0 = (1.475 - d_{sh}) \times 10 \quad t/m'$

- يـــتم حســـاب أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج وبفرض القاعدة ذات سمك ثابت.

i.e. $\quad q_{max} = \dfrac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{sh}} \leq q_{c\,sh\,all} \; (5 \text{ kg/cm}^2)$

$$\therefore \quad \frac{(1.475 - d_{sh})10}{0.87\times1.0\times d_{sh}} \leq 50$$

$\therefore \quad 14.75 - 10\, d_{sh} = 43.5\, d_{sh} \longrightarrow d_{sh} = 0.275 \text{ ms} = 27.5 \text{ cm}$

وحيـــث أن (d_{sh}) تقريباً تعادل (d_m) إذن يتم أخذ قيمة (d_{act}) الأكبر فيهما وهى (27.5 cm)

- يـــتم حســـاب العمق الكلى للقاعدة بإضافة سمك الغطاء الخرسانى علـــى العمـــق الفعـــال (d_{act}) على أن يؤخذ الغطاء من ٥–٧ سم ويقرب بعد ذلك العمق إلى أقرب ٥ سم.

$\therefore \quad \text{take} \quad t = 27.5 + 7 = 34.5 \longrightarrow 35 \text{ cm}$

- يــتم حساب قيمة مساحة حديد التسليح الرئيسى المطلوبة لمقاومة عــزم الانحناء الأقصى والمناظر للعمق الحقيقى $(35 - 7 = 28 \text{ cm})$ الذى سوف ينفذ من المعادلة:

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{9.8 \times 10^5}{1750 \times 28} = 20 \text{ cm}^2 / \text{m}` \longrightarrow 10\ \Phi\ 16/\text{m}`$$

وهذه تناظر نسبة حديد تسليح $\mu\,\% = \frac{A_s}{b\,d} = \frac{20}{28 \times 100} = 0.71\,\%$

وهذه المساحة يجب ألا تقل عن الحد الأدنى وهو ٠,٢ % ولا تتعدى الحد الأقصى وهو ١%.

وهــذا الحديد يتم وضعه وتوزيعه فى الاتجاه القصير للقاعدة ذات العرض $(B = 3.0 \text{ m})$ مــع ضرورة وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطويل للقاعدة قدرة ٠,٣ من مساحة الحديد الرئيسى وذلك على السطح السفلى للقاعدة.

i.e. $A`_{s\ sec.} = 0.3 \times 20.0 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m}` \longrightarrow 5\ \Phi\ 12 \text{ mm/m}`$

- يتم التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وذلك كالآتى :
  - يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج لعزم الانحناء.

i.e. $$Q_{max\ bond} = \left[\left(C + \frac{b}{4}\right) - d_{act}\right] \times q_{n\ all} \times 1.0$$

$$= \left[1.475 + \frac{0.4}{4} - 0.28\right] \times 10 = 12.95 \quad \text{t/m}`$$

، $\because \quad q_b = \frac{Q_{max\ bond}}{0.87 \times \Sigma o \times d} \leq q_{b\ all}$

$\because \quad \Sigma o = 10 \times 3.14 \times 1.6 = 50.24 \text{ cm}$

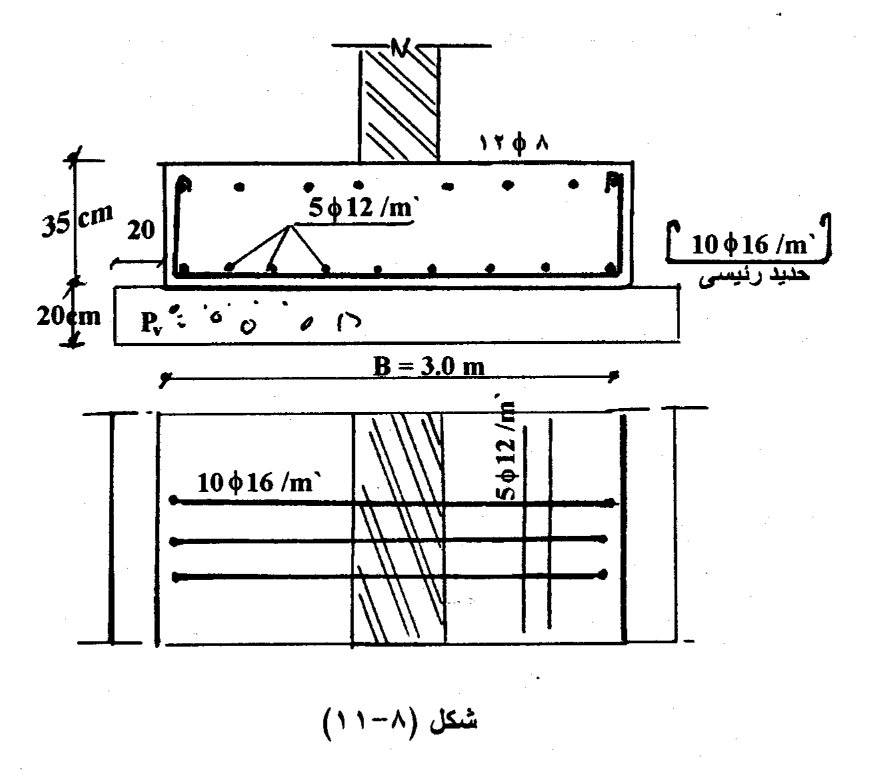
$$\therefore \quad q_b = \frac{12.95 \times 10^3}{0.87 \times 50.24 \times 28} = 10.58 \text{ kg/cm}^2 < q_{b\ all} \ (\text{o.k})\ 12 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$ العمق ٣٥ سم كافى لمجابهة ومقاومة انهيار التماسك للحديد الرئيسى.

ملحوظة:

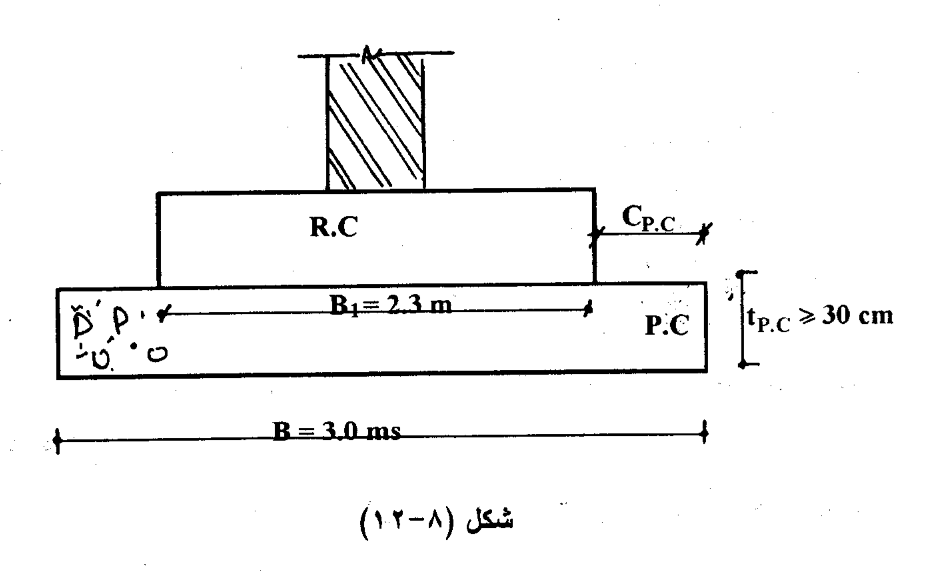
لــيس هــناك داعــى للتحقق من مقاومة القص الثاقب فى هذا النوع من الأساسات نظراً لكبر عرض القاعدة.

- يبين الشكل (٨-١١) كروكى لأبعاد القاعدة وتسليحها بعد تصميمها.



شكل (٨-١١)

طريقة الحل للحالة الثانية:



شكل (٨-١٢)

- فى هذه الحالة لا يتم إهمال وجود الخرسانة العادية وبالتالى يتم تصميمها لمجابهة ومقاومة ضغط التربة الواقع عليها وكما شرحنا سابقاً.
- يتم تصميم القاعدة العادية كالآتى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{p.c} + \gamma_{R.C}}{3} = \frac{1.7 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.13 \ \ t/m^3$$

$\therefore \quad q_{n\,all} = 12 - 2.13 = 9.87 \ \ t/m^2 \cong 1.0 \ kg/cm^2$

$\therefore \quad A = \frac{30}{q_{n\,all}} = 3.0 \ \ m^2$

$\therefore \quad B = \frac{3}{10} = 3 \ \ ms$

وبفرض سمك القاعدة ٣٠ سم إذن يتم إيجاد وتحديد قيمة بروز الخرسانة العاديـــة ($C_{p.c}$) وذلك بشرط ألا يتعدى جهد الكسر للخرسانة العادية نتيجة لرفرفتها وبروزها عن القاعدة المساحة عن أقصى إجهاد شد مسموح به وذلك من العلاقة التالية والسابق شرحها.

$$C_{p.c} = 1.15 \ \ t_{p.c} \sqrt{\frac{1}{q_{n\,all\,soil}}}$$

أو من الجدول (٧-١٢) حيث :

$C_{p.c} = 1.15 \ \ t_{p.c}$

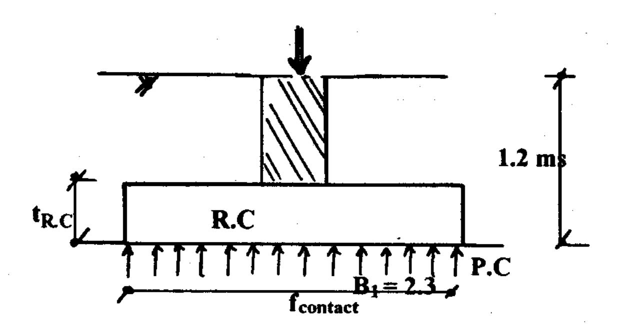
$\therefore \quad C_{p.c} = 1.15 \times 30 = 35 \ \ cm$

أى أن سمك الخرسانة العادية يعادل ٣٠ سم وبروزها يعادل ٣٥ سم.

- <u>يتم تصميم القاعدة المسلحة كالآتى</u> :

- حيـــث أن القاعدة المسلحة ترتكز على القاعدة العادية إذن تتعرض هـــذه القاعدة إلى ضغط تماس بينها وبين العادية ويجب ألا يتعدى هذا الضغط الحدود المسموح بها للخرسانة العادية.
- بمعلومـــية أبعاد الخرسانة العادية وبروزها إذن يتم حساب وتحديد عرض الخرسانة المسلحة (B_1) كالآتى :

$B_1 = B_{R.c} - 2\ C_{p.c} = 3.0 - 2 \times 0.35 = 2.3 \ \ ms$



$$f_{contact} = \frac{P}{A_{R.C}} \le f_{cont\ all} \quad (15 - 50 \ t/m^2)$$

$$= \frac{30}{B_1 \times 1.0} = \frac{30}{2.3 \times 1.0} = 13 \ t/m^2 \quad (o.k) \quad \text{very safe}$$

- يتم التعامل مع هذه القاعدة على أساس أنها معرضة من أسفل إلى أعلـــى إلـــى جهة قدرة ١٣ طن/م٢ وذلك باتباع نفس طريقة الحل السابقة.

- القطاع الحرج لعزم الانحناء على بعد $\left(C + \frac{b}{4}\right)$

، $C = \frac{B_1 - b}{2} = \frac{2.3 - 0.4}{2} = 0.95 \ m$

$\therefore \quad C + \frac{b}{4} = 0.95 + \frac{0.4}{4} = 1.05 \ ms$

- أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج يعادل :

$$M_{max} = \frac{f_{cont}}{2} \times \left(C + \frac{b}{4}\right)^2 \times 1.0$$

$$= \frac{13}{2} \times (1.05)^2 = 7.17 \ m.t/m`$$

- يتم حساب العمق المطلوب لمقاومة (M_{max})

$$\therefore \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$$= 0.276 \sqrt{\frac{17.17 \times 10^5}{100}} = 36.0 \ cm$$

- يتم تحديد المسافة (a) من حافة القاعدة المسلحة.

$A = (C - d_{sh}) = 0.95 - d_{sh}$

- يتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج للقص $(Q_{max\ sh})$.

$Q_{max\ sh} = a \times f_{cont} \times 1.0 = (0.95 - d_{sh}) \times 13 \quad t/m`$

- يــتم إيجاد العمق (d_{sh}) المناظر لمنع الانهيار بالقص من المعادلة التالية :

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{sh}} \leq q_{c\,shall} \quad (5\ kg/cm^2)$$

$$= \frac{(0.95 - d_{sh}) \times 13}{0.87 \times 100 \times d_{sh}} \leq 50$$

$\therefore \quad d_{sh} = 0.22\ \ ms \longrightarrow 22\ cm < dm$

وهو عمق أقل من العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء (M_{max})

$\therefore$ يؤخــذ العمــق الفعال الذى يتم تنفيذه أكبر قيمة وهى المناظرة لــ d_m

i.e. $\quad d_{act} = 36\ \ cm$

وبالتالى يكون العمق الكلى للقاعدة المسلحة $(t_{R.C} = 36 + cover)$ ويؤخذ (45 cm)

- يــتم حســاب مساحة الحديد المطلوب والمناظر للعمق الفعلى وهو $d_{eff} = (45 - 7 = 38\ \ cm)$

$$\therefore \quad A_{s\,main} = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{eff}} = \frac{7.17 \times 10^5}{1750 \times 38} = 10.78\ \ cm^2/m` \longrightarrow \underline{6\,\phi\,16}\ /m$$

$\mu = 0.28\ \% < 1.0\ \% \quad o.k$

$$A_{s\,min} = \frac{0.2}{100} \times A_c = \frac{0.2}{100} \times 38 \times 100 = 7.6\ \ cm^2 < A_{s\,max}$$

$\therefore$ المســاحة $A_s = 10.78\ \ cm^2$ تحقــق متطلبات الكود من حيث الحد الأدنــى والحد الأقصى هذا ويتم وضع الحديد وتوزيعه فى الاتجاه القصير للقاعدة ذات العرض $(B_1 = 2.3\ \ m)$ والعمق $(t_{R.C} = 45\ cm)$ مع ضرورة وضــع حديد ثانوى فى الاتجاه الطويل للقاعدة قدره ٠,٣ % من مساحة الحديد الرئيسى وذلك على السطح السفلى للقاعدة وفوق الحديد الرئيسى.

i.e. $\quad A`_{s\,sec.} = 0.3 \times 6 \times 2.0 = 3.6\ \ cm^2/m` \quad 3\,\phi\,13\ \ m\ \ \underline{4\,\phi\,13}\ /m`$

- يتم التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وذلك كالآتى :

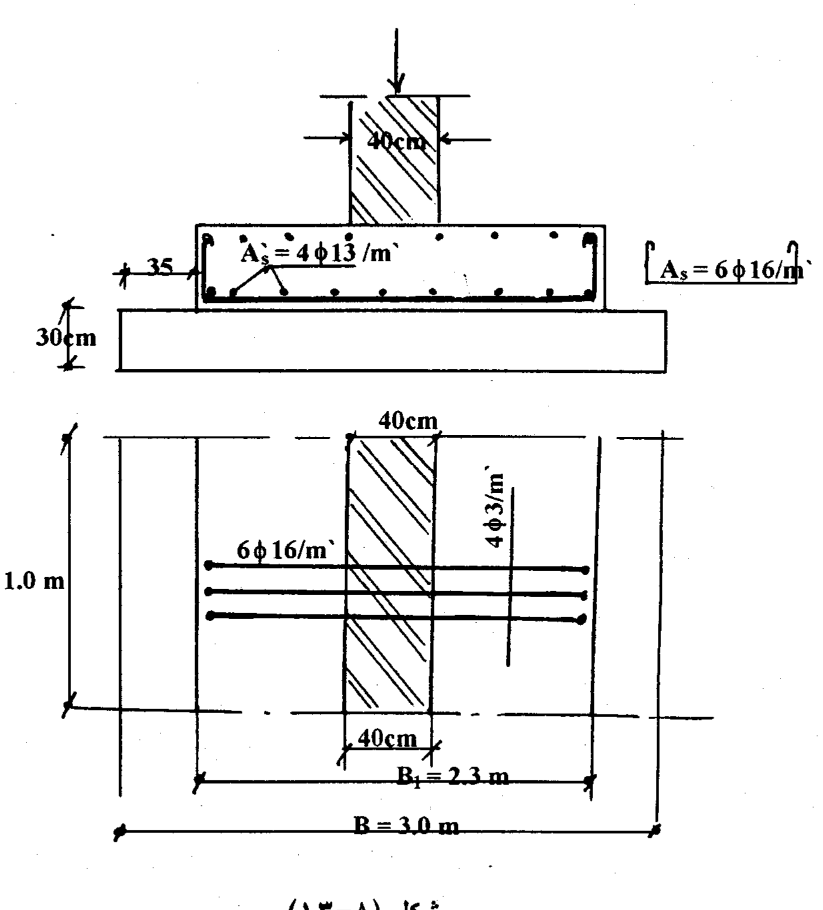
$$Q_{max\,bond} = \left[\left(C+\frac{b}{4}\right) - d_{act}\right] f_{cont} \times 1.0$$

$$= [1.05 - 0.38] \times 13 \times 1.0 = 8.71 \quad t/m`$$

$$q_b = \frac{Q_{max\,bond}}{0.87\,\Sigma o \times d} \le q_{b\,all} \quad (12\ \ kg/cm^2)$$

$$= \frac{8.71 \times 10^3}{0.87 \times 6 \times 1.6 \times 3.14 \times 38} = 8.74 \quad kg/cm^2 \qquad (o.k) \quad safe$$

∴ العمــق ٤٥ سم كافى لمجابهة إجهاد وانهيار التماسك للحديد الرئيسى - يبين الشكل (٨-١٣) كروكى لأبعاد القاعدة وتسليحها بعد تصميمها.



شكل (٨-١٣)

مثال رقم (٢):

المطلــوب تصميم قاعدة شريطية مسلحة أسفلها قاعدة ذات سمك ٢٠ سم إذا ما تم فرض الآتى :

- القــاعدة يرتكز عليها حائط خرسانى مسلح عرضه ٣٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلى قدره ٦٠ طن/مَ.
- عمــق ومنســوب التأســيس يعادل ٢,٠٠ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية (D_f).
- جهــد الــتربة الكلى المسموح به عند منسوب سطح الأرض يعادل ١,٨ طن/م٢ (q_{all}).
- الخرســانة المســتخدمة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤ صلب طرى.
- التربة ذات كثافة كلية تعادل ١,٨ طن/م٣ (γ_{soil}).

الحل:

- حيث أن الخرسانة العادية أسفل القاعدة الشريطية المسلحة سمكها أقل من ٣٠ سم فهى تعتبر غير شغالة ويتم إهمالها باعتبارها خرسانة نظافة.
- يــتم التعامل مع القاعدة المسلحة كما لو أنها مرتكزة مباشرة على التربة وباتباع طريقة الحل السابق شرحها فى المثال السابق.
- ***حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس:***

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.8 + 2.5}{2} = 2.15 \ t/m^3$$

$$\gamma_{n\ all\ soil} = q_{all\ soil} - \gamma_a \cdot D_f = 18 - 2.15 \times 2 = 13.7 \ t/m^2$$

- ***مساحة وأبعاد القاعدة المسلحة:***

$$A = \frac{P}{q_{n\ all}} = \frac{60}{13.7} = 4.38 \ m^2 \longrightarrow B = \frac{A}{1.0} = \frac{4.38}{1.0} = 4.38 \ ms$$

take B = <u>4.40</u> ms

$$\therefore \quad q_{n\ all\ act} = \frac{60}{4.40 \times 1.0} = 13.6 \ t/m^2$$

- ***سمك القاعدة المسلحة:***

- السمك اللازم لمقاومة عزم الانحناء (d_m).
- القطـــاع الحرج على وجه الحائط الخرسانى المسلح وعلى مسافة (c) من الحافة.

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{4.4 - 0.30}{2} = 2.05 \quad ms$$

- أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج.

$$M_{max} = q_{n\,all\,act} \cdot \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 13.6 \times \frac{(2.05)^2}{2} \times 1.0 = 28.577 \quad t.m/m`$$

- السمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$k_1 = 0.253$ ، $k_2 = 1185$ لرتـــبة الخرســـانة C 200 وحديد تسليح رتبة ٢٤/٣٥

$$\therefore \quad d_m = 0.253 \sqrt{\frac{28.577 \times 10^3}{1.0}} = 42.8 \ cm$$

- السمك اللازم لمقاومة القوى القاصة القصوى (d_{sh}).
- القـــوى القاصة القصوى عند القطاع الحرج على بعد (d) من وجه الحائط أو على بعد مسافة (a) من الحافة.

$\therefore \quad a = C - dsh = 2.05 - dsh$

$\therefore \quad Q_{max\,sh} = a \times q_{n\,all\,act} \times 1.0 = (2.05 - d_{sh}) \times 13.6$

$\qquad = 27.88 - 13.6\, d_{sh}$

$$\because \quad q_{max\,sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87\, b\, d_{sh}} \leq q_{c\,all} \ (50 \ t/m^2)$$

$$\therefore \quad \frac{27.88 - 13.6\, d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \leq 50 \longrightarrow d_{sh} = 48.8 \ cm$$

$\because \quad d_{sh} > d_m \longrightarrow d_{act} = 48.8$

$\therefore \quad t = 48.8 + 6.2 \text{ (cover)} \longrightarrow 55 \ cm$

$\therefore \quad d_{eff} = 55 - 7 = 58 \ cm$

وبمعلومـــية هــذا العمق يتم إيجاد قيمة (k_1) المناظرة لها ومن ثم قـيمة (k_2) أيضاً باستخدام منحنيات الخرسانة ثم يتم إيجاد مساحة الحديد المطلوبـــة كحديـــد رئيسى لمقاومة أقصى عزم انحناء واقع على القطاع الحرج قدره (28.577 m.t/m\`) كالآتى :

$$\because \quad 48 = k_1 \sqrt{\frac{28.577 \times 10^3}{1}} \longrightarrow k_1 = 0.284 \longrightarrow k_2 = 1200$$

$$\therefore \quad A_{s\,main} = \frac{M_{max}}{k_2 \; d_{eff}} = \frac{28.577 \times 10^5}{1200 \times 48} = 49.61 \;\; cm^2/m\` \longrightarrow 10 \, \phi \, 25 \, /m\`$$

$$\mu_{act} = \frac{49.06}{100 \times 48} = 1.02 \;\%$$

وهذه النسبة هى أكبر من الحد الأدنى لحديد التسليح

$$\mu_{min} \; \% = \frac{11}{f_y} = 0.46 \,\%$$

ولا تزيد عن الحد الأقصى لحديد التسليح وهى μ_{max} % = 1.712 % وهى القـيمة المـناظرة لرتبة خرسانة C 200، حديد رتبة ٣٥/٢٤ من الجدول (٧-٤).

∴ يتم أخذ الحديد الرئيسى بما يعادل ١٠ ϕ ٢٥ /مَ من طول القاعدة.

- السمك اللازم لمقاومة قوة التماسك أو إجهاد التماسك (d_{bond})

$$Q_{max\;bond} = [C - d_b] \times q_{n\;all} \times 1.0 = [2.05 - d_b] \times 13.6$$
$$= 27.88 - 13.6 \, db \;\; t/m\`$$

$$\because \quad q_b = \frac{Q_{max\;bond}}{0.87 \, \Sigma o \times d_b} \leq q_{b\,all} \quad (12 \, kg/cm^2 = 120 \;\; t/m^2)$$

$$\therefore \quad \frac{[27.88 - 13.6 \;\; d_b] \times 10^3}{0.87 \times 10 \times 3.14 \times 2.5 \times d_b} \leq 12$$

$$\therefore \quad [819.54 + 13600] \, d_b = 2 + 880 \longrightarrow d_b = 1.93 \;\; cm$$
$$< d_{eff} \;\; (o.k) \;\; safe$$

أو بطريقة أخرى يتم التعويض عن قيمة $d_b = d_{eff} = 48$ cm وبالتالى

$$Q_{max\;bond} = 27.88 - 13.6 \times 0.48 = 21.352 \;\; t/m\`$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{21.352 \times 10^3}{0.87 \times 10 \times 3.14 \times 2.5 \times 48} = 6.51 \text{ kg/cm}^2 \quad < q_{b\ all}$$

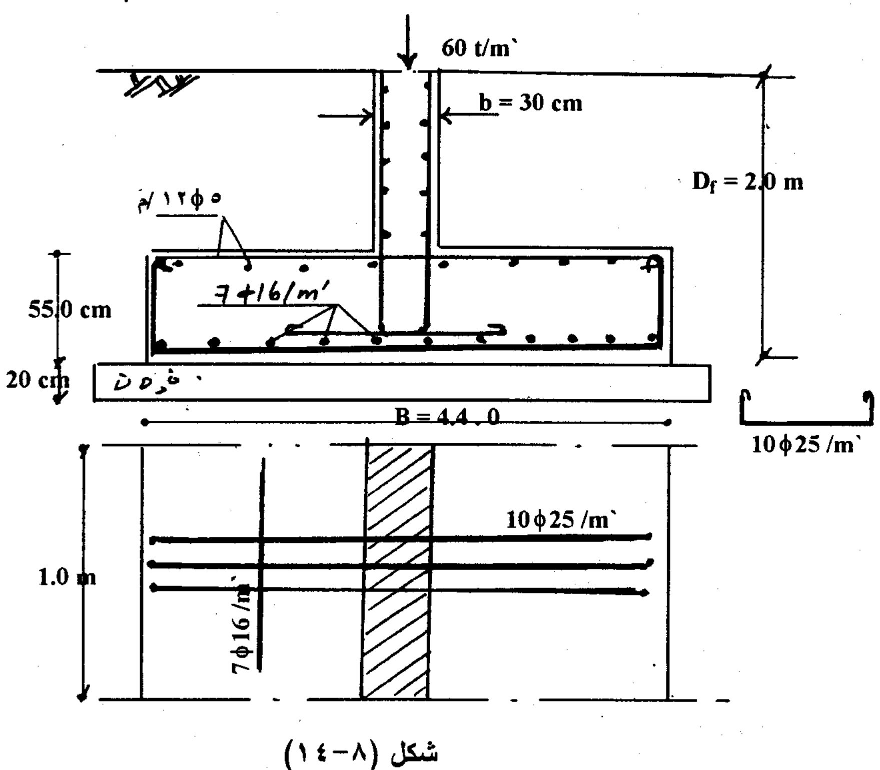
(12) o.k safe

وهــذا يعنى أن السمك (t = 55 cm) كافى لمجابهة كافة أنواع الإجهادات المؤثرة على القاعدة من عزوم انحناء وقوى قاصة وتماسك.

ويبيــن الشكل (٨-١٤) التالى كروكى لتسليح القاعدة السابقة بعد فــرض ضــرورة وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى لمقاومة إجهادات الانكماش قدرها

$A_{s\ sec} = 0.3 \times A_{s\ main} = 0.3 \times 49.06 = 14.72\ \text{cm}^2/\text{m}`$

$\longrightarrow 7\ \phi\ 16\ /\text{m}``$



شكل (٨-١٤)

مثال رقم (٣):

المطلــوب تصميم نفس المثال السابق ولكن القاعدة الشريطية ترتكز على قاعدة شريطية أيضاً من الخرسانة العادية ذات سمك ٤٠ سم.

الحل:

نظراً لأن الخرسانة العادية ذات سمك ٤٠ سم أكبر من ٣٠ سم فإنه يمكن الاعتماد عليها لمقاومة الجهد التربة الواقع على التربة من جراء الحمل المنقول منها وذلك كالآتى :

- ***حساب جهد التربة الصافى والمسموح به عند منسوب التأسيس وأبعاد القاعدة العادية:***

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C} + \gamma_{p.c}}{3} = \frac{1.8 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.16 \ t/m^3$$

$$\therefore \quad q_{n\ all\ soil} = q_{all\ soil} - \gamma_a D_f = 18 - 2.16 \times 2 = 13.68 \cong 13.7 \ t/m^2$$

$$\text{i.e.} \quad A_{p.c} = \frac{P}{q_{n\ all}} = \frac{60}{13.7} = 4.38 \ m \longrightarrow B = \frac{A}{1.0} = 4.38 \ ms$$

take $B_{p.c} = 4.4$ ms

$$\therefore \quad q_{n\ all\ act} = \frac{60}{4.4 \times 1.0} = 13.6 \ t/m^2 < 13.7 \ (o.k)$$

- وحيث أن سمك الخرسانة العادية ($t_{p.c} = 40$ cm) إذن يتم حساب البروز من وجه الخرسانة المسلحة المناظر لهذا السمك ($C_{p.c}$) بحيث لا يتعدى إجهاد الكسر للخرسانة الحد المسموح به للشد وذلك نتيجة ضغط التربة الفعال للتربة من أسفل إلى أعلى على هذا البروز وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$C_{p.c} = t_{p.c}\sqrt{\frac{f_{ct\ all}}{3\, q_{n\ all\ soil\ act.}}}$$

حيث $(f_{ct\ all})$ هــو أقصــى إجهــاد شــد مسموح به للخرسانة ويؤخذ ما يعادل ٤ كجم/سم٢

، $(q_{n\ all\ soil\ act.})$ هو أقصى إجهاد فعلى حقيقى واقع على التربة أسفل القاعدة المربعة وهو يعادل ١٣,٦٠ طن/م٢

$$\therefore \quad C_{p.c} = 40\sqrt{\frac{40}{3\times 1.36}} = 39.6\ \text{cm} \longrightarrow \text{take}\ \ 35\ \ \text{cm}$$

- ***حساب سمك الخرسانة المسلحة*** :

∴ عرض الخرسانة المسلحة

$$\therefore \quad B_{R.C} = B_{p.c} - 2\,C_{p.c}$$
$$= 4.4 - 2\times 0.35 = 3.7\ \ \text{ms}$$

∴ بروز الخرسانة المسلحة من وجه الحائط الخرسانى

$$C = \frac{3.7 - 0.3}{2} = 1.7\ \ \text{ms}$$

- ***السمك اللازم لمقاومة عزم الانحناء*** :

– جهد التلامس بين الخرسانة العادية والمسلحة يعادل :

$$f_{contract} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{60}{3.7\times 1.0} = 16.2\ \ t/m^2 \quad (15 \sim 50\ \ t/m^2\ \text{o.k}) \quad \text{safe}$$

– القطــاع الحــرج لعزم الانحناء على وجه الحائط الخرسانى ويبعد مسافة قدرها $C = 1.7\ \ ms$

– أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج M_{max} .

$$M_{max} = f_{contact}\cdot\frac{c^2}{2}\times 1.0 = 16.2\times\frac{(1.7)^2}{2} = 23.41\ \ \text{t.m/m`}$$

– السمك المطلوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m)

$$d_m = k_1\sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.253\sqrt{\frac{23.41\times 10^5}{100}} = 38.7\ \ \text{cm}$$

- السمك اللازم لمقاومة القوى القاصة $(Q_{max\ sh})$ وليكن (d_{sh}).

– القــوى القاصة القصوى عند القطاع الحرج على بعد (d) من وجه الحائط أو على بعد مسافة قدرها (a) من حافة القاعدة المسلحة.

i.e. $\quad a = c - d_{sh} = 1.7 - d_{sh}$

$\therefore \quad Q_{max\,sh} = a \times f_{contact} \times 1.0 = (1.7 - d_{sh}) \times 12.6$

$= 27.54 - 16.2\, d_{sh}$

$\because \quad q_{max\,sh} = \dfrac{Q_{max\,sh}}{0.87\, b\, d_{sh}} \le 50 \ (q_{all\,sh})$

$= \dfrac{27.54 - 16.2\ d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \le 50$

ومنها يتم إيجاد (d_{sh})

$d_{sh} = 0.46 \ \ ms \ \ > d_m$

∴ يؤخـــذ العمق الأكبر ويضاف إليه سمك الغطاء الخرسانى من (٥–٧ سم)

وليكن العمق الفعلى للقاعدة المسلحة هو (take t = 0.55 m)

- بمعلومـــية العمـــق الفعـــال للقـــاعدة الخرسانية المطلوب لمقاومة كل من إجهـــادات العـــزوم والقـــوى القاصـــة يتم إيجاد مساحة الحديد المطلوبة والمـــناظرة لهـــذا العمـــق لمقاومة عزم الانحناء الأقصى (M_{max}) وذلك بالراجع كالآتى :

$\because \quad d_{act} = k_1 \sqrt{\dfrac{M_{max}}{b}}$

$\therefore \quad 48 = k_1 \sqrt{\dfrac{23.410 \times 10^3}{1.0}} \longrightarrow k_1 = 0.314$

- وبمعلومية رتبة الخرسانة ورتبة حديد التسليح المستخدم يتم إيجاد الثابت (k_2) من جداول الخرسانة.

$\therefore \quad k_2 = 1217$

$\therefore \quad A_s = \dfrac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \dfrac{23.41 \times 10^5}{1217 \times 48} = 40.1 \ \ cm^2/m`$

$= 9\, \phi\, 25\, /m` \ \ (44.1 \ \ cm^2)$

$\mu_{act}\ \% = \dfrac{44.1}{100 \times 48} = 0.92\ \%$

وهـــذه النسبة أكبر من الحد الأدنى وهو $(0.46\,\%) = \dfrac{11}{f_y} = \mu_{min}$ وأقل من الحد الأقصى لحديد التسليح وهى القيمة المناظرة لرتبة حديد التسليح والخرسانة وهى من الجدول (٧–٤) تعادل ١,٧١٢ %   ∴ (o.k)

∴ يتم أخذ الحديد الرئيسى بما يعادل ٩ ϕ ٢٥ مم/مَ من طول القاعدة.

• بعد ذلك يتم التحقق من السمك المناظر لمقاومة التماسك (d_m).

$$Q_{max\ bond} = [c - d_b] \times f_{contact} \times 1.0 = (1.7 - d_b) \times 16.2$$

$$= 27.54 - 16.2\ d_b \quad t/m`$$

$$\because \quad q_{b\,max} = \frac{Q_{max\ bond}}{0.87\ \Sigma o \times d_b} \leq q_{b\,all} \quad (120\ \ t/m^2)$$

$$\therefore \quad \frac{[27.54 - 16.2\ \ d_b] \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 2.5 \times d_b} \leq 12.0$$

$$\therefore \quad d_b = 1.63\ \ cm\ < \ d_{act} = 48\ \ cm \qquad (o.k)$$

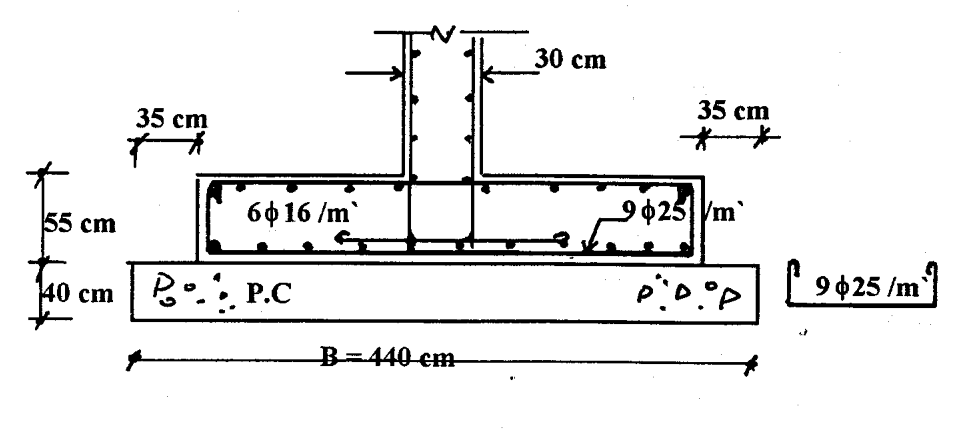
or $\quad Q_{max\ bond} = 27.54 - 16.2 \times 0.48 = 19.764\ \ t/m`$

$$\therefore \quad q_b = \frac{19.764 \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 2.5 \times 48} = 6.7\ \ kg/cm^2 \ < q_{ball}\ \ (12\ \ kg/cm^2)$$

(o.k) safe

وهــذا يعــنى أن الســمك (t = 55 cm) كــافى لمجابهــة جميع أنواع الإجهادات المعرضة لها من إجهادات عمودية وقاصة وتماسك.

ويبيــن الشــكل (٨-١٥) التالى كروكى لحديد التسليح اللازم للقاعدة مع فــرض نسبة حديد التسليح الثانوى فى الاتجاه الطولى للقاعدة لمقاومة الانكماش مــا يعــادل ٠,٣ × مســاحة الحديــد الرئيسى أى (٠,٢ - ٠,٣) × ٤٤,١ = ١٣,٢٣ سم٢ أى 6 ϕ 16 /m`



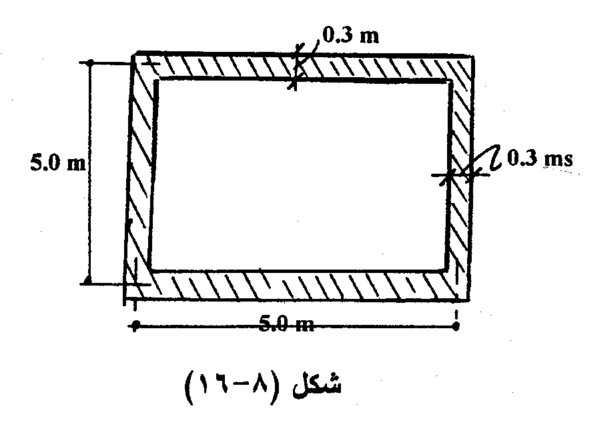
شكل (٨-١٥)

٨-٢-٣ تصميم القواعد الشريطية على شكل حرف *U* أو الصندوقية الشكل:

- تستخدم القواعد الشريطية غالباً كأساس للحوائط الخرسانية للمصاعد سواء أكان شكلها على شكل حرف U أو شكل ▭ ، كما تستخدم أيضاً القواعد الشريطية كقلب (as a core) للمبانى ولحوائط القص (shear wall).
- يــتم تصــميم مثل هذا النوع من القواعد بنفس طريقة التصميم السابق شرحها وباتباع الخطوات المذكورة في الأمثلة السابقة وكما يلى :

مثال:

المطلــوب تصميم القاعدة العادية والمسلحة اللازمة للب المبنى ذو الشكل الصــندوقى كحــائط خرســانى مسلح معرض إلى حمل قدره ٣٠,٠٠ طن/مَ عند منســوب سطح الأرض والمبين بالكروكى بأبعاد محورية ٥,٠٠ × ٥,٠٠ م مع العلــم بــأن الحــائط سمكه ٣٠ سم ومنسوب التأسيس على عمق ٢,٥ متر من ســطح الأرض وجهــد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس لا يتعدى ٢,٠٠ كجــم/سم٢ - الخرسانة المستخدمة هى رتبة 200 C وحديد التسليح هو رتبة ٢٤/٣٥ - كثافة التربة تعادل ١,٨ طن/م٣ - شكل (٨-١٧).



شكل (٨-١٦)

الحل:

بفــرض أن الحــائط الصــندوقى يرتكز على قاعدة مسلحة وأخرى عادية بسمك ٥٠ سم وبالتالى يتم التعامل مع كل منها منفردة.

بالنسبة للقاعدة العادية:

- يـتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس وذلك كالآتى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C} + \gamma_{p.c}}{3} = \frac{1.8 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.17 \ \ t/m^3$$

$$\therefore \quad q_{n\ all\ soil} = q_{all} - \gamma_a D_f = 20 - 2.5 \times 2.17 = 14.58$$

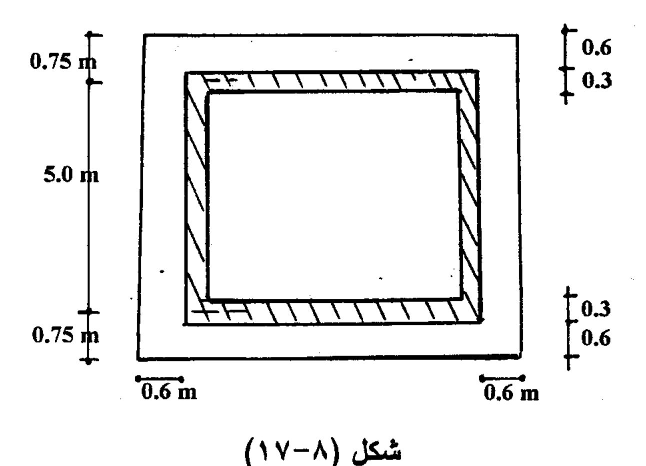
$$= 14.6 \ \ t/m^2 \longrightarrow 1.46 \ \ kg/cm^2$$

∴ مساحة الخرسانة العادية المطلوبة باعتبارها قاعدة مستمرة أسفل الحوائط الأربعة.

$$A_{p.c} = \frac{P_T}{q_{n\ all\ soil}} = \frac{\text{الحمل الكلى من الأربع حوائط}}{\text{جهد التربة الصافى المسموح به}}$$

$$= \frac{30 \times 5 \times 4}{14.6} = 41.1 \ \ m^2$$

وحيـث أن اللـب الخرسانى مربع الشكل ∴ القاعدة العادية الشكل أيضاً طول ضـلعها يعـادل $\sqrt{41.1} = 6.41$ متر وهو طول أكب من طول الحائط ويؤخذ ٦,٥ متر أى برفرفة من الخرسانة المسلحة قدرها $[\left(\frac{٦,٥ - ٥}{٢}\right) - ٠,١٥] = ٠,٦٠$ متر وكما هو مبين بالكروكى شكل (٨-١٧).



شكل (٨-١٧)

- وفى هذه الحالة تكون القاعدة العادية عبارة عن قاعدة مربعة طول ضلعها ٦,٥ مـتر وببروز من الحائط قدره ٠,٦٠ متر، ولتعيين سمك الخرسانة

العاديــة فــى هــذه الحالة فإن سمكها يتوقف على شكل القاعدة المسلحة أعلاها.

الفرض على أساس أنها قاعدة مربعة الشكل أسفل الحوائط:

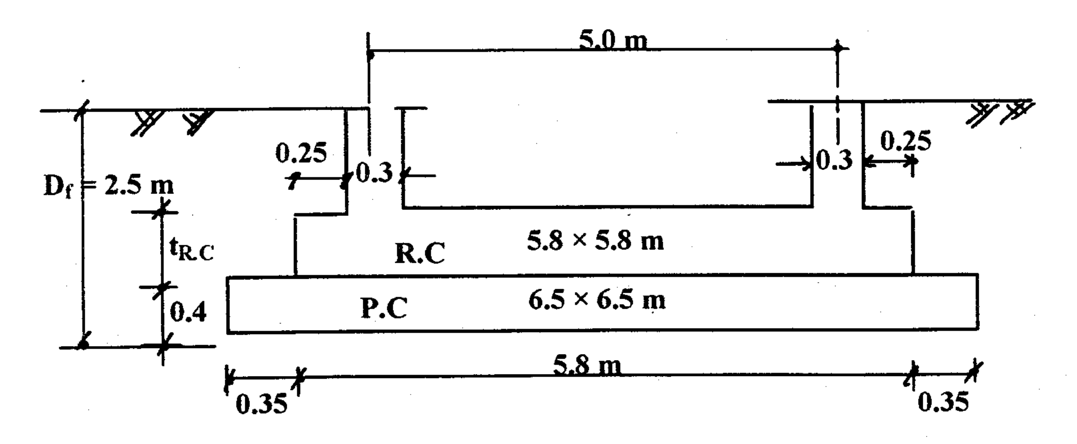
- يــتم فــرض ســمك العادية وليكن ٤٠ سم مثلاً ويتم إيجاد البروز اللازم والمــناظر لهــذا الســمك ومــن ثم إيجاد أبعاد القاعدة المسلحة المربعة والتعامل معها على هذا الأساس كما سوف يرد فيما بعد.

i.e. $C_{p.c} = t_{p.c}\sqrt{\dfrac{4}{3\,q_{n\,all\,soil}}}$

$\therefore \quad C_{p.c} = 40\sqrt{\dfrac{4}{3\times 1.46}} = 38 \text{ cm} \longrightarrow \text{take } 35 \text{ cm}$

أى أن طول ضلع القاعدة المسلحة هى [٦,٥ - ٢ × ٠,٣٥] = ٥,٨ م

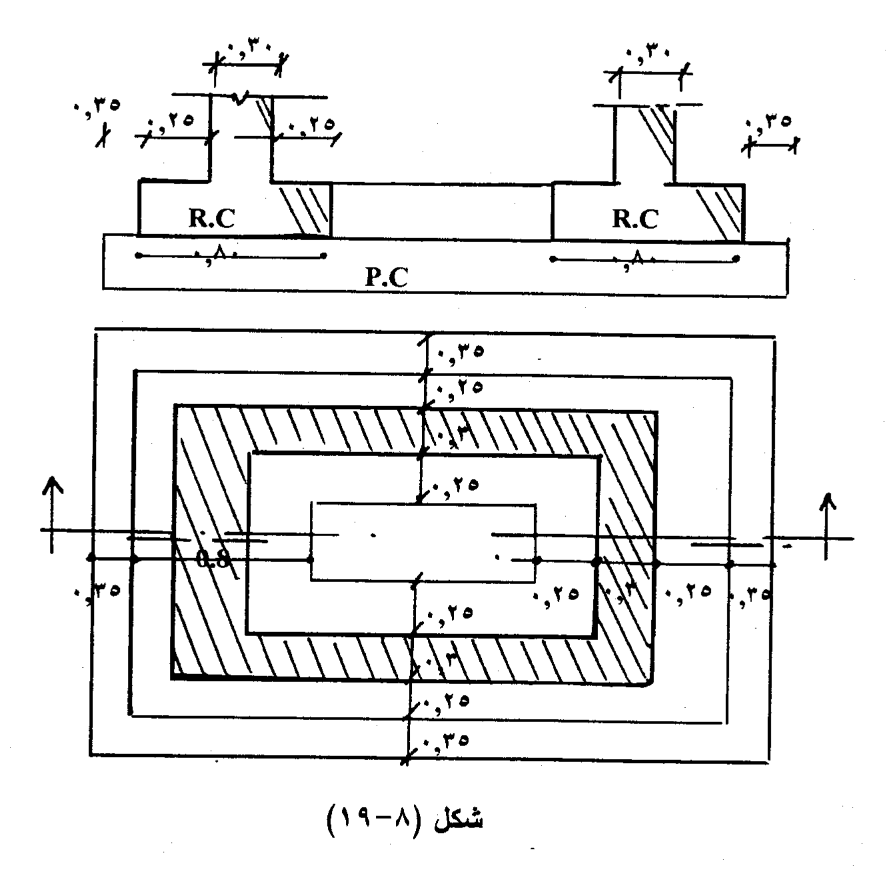
ثم يتم تصميمها بعد ذلك كما سوف يرد فيما بعد - شكل (٨-١٨).



شكل (٨-١٨) القاعدة المسلحة على أساس أنها مربعة الشكل

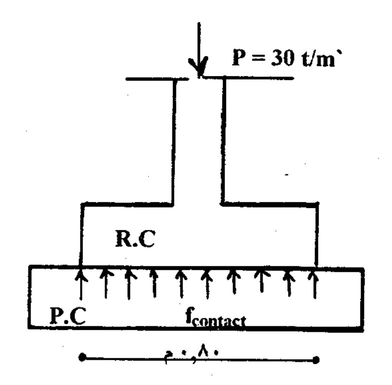
الفرض على أساس أنها قاعدة شريطية الشكل أسفل الحوائط:

- فــى هــذه الحالة يتم التعامل مع متر طولى من الحائط المسلح والمعرض إلــى ويــتم فــرض أن الحمــل فى مركز القاعدة الشريطية كما هو مبين بالكروكى - شكل (٨-١٩).



شكل (٨-١٩)

وكمـــا وجدنـــا سابقاً فإن بروز الخرسانة العادية يعادل ٣٥ سم من وجه القاعدة المســلحة وبالتالى يكون بروز القاعدة المسلحة عن الحائط يعادل ٢٥ سم وعليه يكون عرض القاعدة الشريطية المسلحة هو [٠,٢٥ × ٢ + ٠,٣ عرض الحائط] أى ٠,٨٠ مـــتر ويتم التعامل مع هذه القاعدة الشريطية باتباع نفس طريقة الحل السابقة فى الأمثلة السابقة وكما يلى :



- جهــد الـــتلامس بيـــن المسلحة والعادية بدلالة عرض القاعدة الشريطية يعادل $B = 0.8$ ms :

$$f_{contact} = \frac{P}{A} = \frac{30}{0.8 \times 1.0} = 37.5 \ t/m^2 < 50 \ t/m^2 \quad (o.k) \ \ safe$$

- يتم إيجاد موضع القطاع الحرج وهو على وجه الحائط ويساوى :

$$C = \frac{B - b}{2} = \frac{0.8 - 0.3}{2} = 0.25 \ \ ms$$

- يتم حساب أقصى عزم الانحناء عند القطاع الحرج لعزم الانحناء :

$$M_{max} = f_{contact} \cdot \frac{c}{2} \times 1.0 = 37.5 \times \frac{(0.25)^2}{2} = 1.172 \quad t.m/m`$$

- السمك المناظر لمقاومة عزم الانحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{1.0}} = 0.253 \sqrt{\frac{1.172 \times 10^3}{1}} = 8.7 \ \ cm$$

- يـــتم حساب أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج للقص والذى يبعد مسافة (a) من وجه الحائط.

$a = c - d_{sh} = 0.25 - d_{sh}$

$\therefore \quad Q_{max\ sh} = f_{contact} \times a \times 1.0 = 37.5 \times (0.25 - d_{sh})$

$= 9.375 - 37.5 \ d_{sh}$

- السمك المناظر لمقاومة القوى القاصة $(Q_{max\ sh})$.

$$\therefore \quad q_{max} = \frac{Q_{max\ sh}}{0.87\ b\ d_{sh}} = \frac{(9.375 - 37.5\ d_{sh})}{0.87 \times 1.8 \times d_{sh}} \le 50$$

$\therefore \quad d_{sh} = 0.116 \ \ m \longrightarrow 1.16 \ \ cm$

$\therefore$ يؤخذ السمك الكلى المناظر لأكبر قيمة من السمكين (d_m) ، (d_{sh})

i.e. take $t = 15$ cm

- يتم إيجاد مساحة حديد التسليح المطلوبة للسمك $(t = 15\ cm)$.

$$\because \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\ d} = \frac{1.172 \times 10^5}{1200 \times 10} = 9.77 \ \ cm^2/m` = 8\,\phi\,13 \ \ mm$$

$$\mu_{act}\ \% = \frac{10.56}{100 \times 10} = 1.06\ \%$$

$$، \quad \mu_{min} = \frac{11}{f_y} = 0.46\ \% \qquad ، \quad \mu_{max}\ \% = 1.712\ \%$$

∴ كمـــية الحديد ذات القيمة ٨ ϕ ١٣ /مَ (١٠,٥٦ سم٢) كافية لحديد رئيسى مع السمك الكلى يعادل ١٥ سم.

- يــتم الــتحقق مــن جهد التماسك لحديد التسليح الرئيسى فى هذه الحالة والمناظر للسمك (d = 10 cm).

$$Q_{max\ bond} = (c - d_b)\ f_{contact} \times 1.0 = (0.25 - 0.1) \times 37.5 = 5.625\ \ t/m`$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{bond}}{0.87\ \Sigma o\ .\ d_b} = \frac{5.625 \times 10^3}{0.87 \times 8 \times 3.14 \times 1.3 \times 10} = 19.8\ \ kg/cm^2$$

$$> q_{b\ all}\ (12)\ \ \text{un safe}$$

وهــذا يعــنى أن عمق القاعدة المسلحة وهو ١٥ سم لا يفى بمتطلبات التماسك لحديد التسليح الرئيسى بالإضافة إلى أن طول الرباط والتماسك المطلوب أكبر من الــبعد (c) وهو البروز لذلك فإن السمك المطلوب للتماسك هو الحاكم فى تصميم القــاعدة مــع زيــادة الــبروز (c) لكى لا يقل عن ٤٠ سم كطول رباط وبإعادة الحسابات.

$$\therefore \quad f_{contact} = \frac{30}{(0.4 \times 2 + 0.3)} = \frac{P}{A_{R.C}} = 27.3\ \ t/m^2\ \ < 50 \quad (o.k)$$

وعليه يكون أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج يعادل :

$$M_{max} = \frac{27.3 \times (0.4)^2 \times 1.0}{2} = 2.184\ \ t.m/m`$$

$$\therefore \quad d_m = 0.253 \sqrt{\frac{2.184 \times 10^3}{1.0}} = 11.8\ \ cm$$

take $t = 30\ cm \longrightarrow d_{act} = 25\ cm$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\ d} = \frac{2.184 \times 10^5}{1200 \times 25} = 7.28\ \ cm^2/m` \quad (6\ \phi\ 13\ \ mm)$$

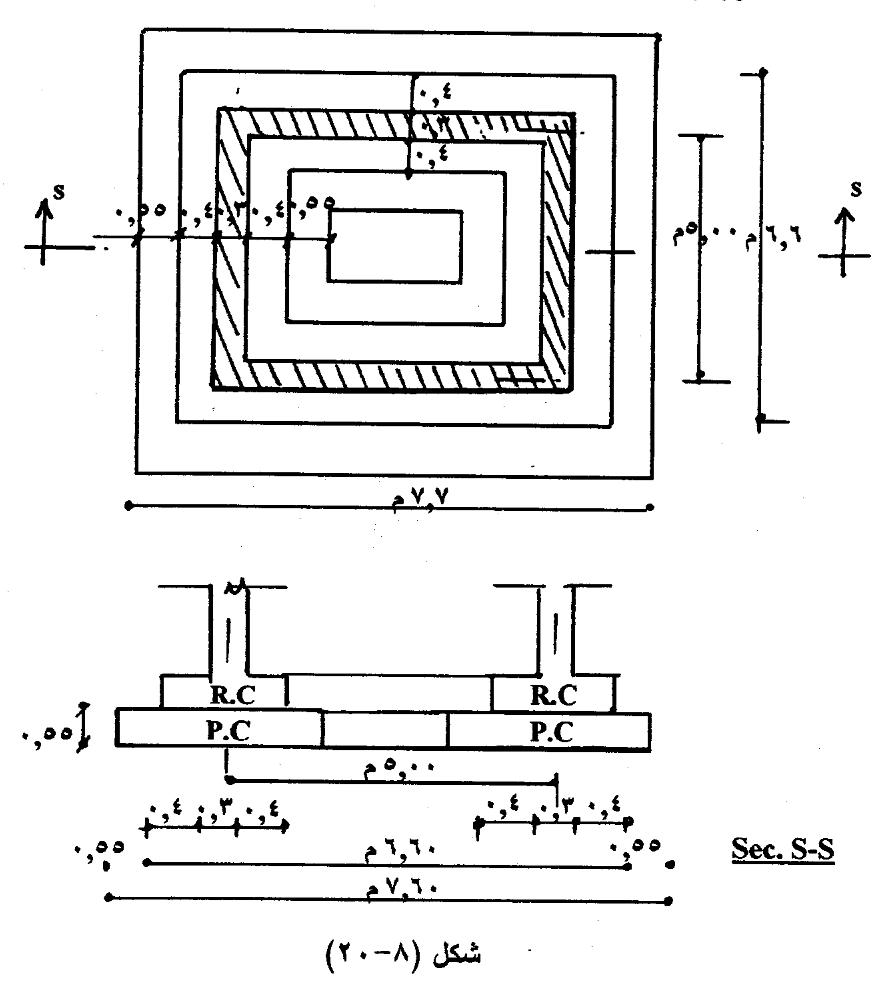
$$Q_{max\ bond} = (C - d_b) \times f_{contact} \times 1.0$$

$$= (0.4 - 0.25) \times 27.3 \times 1.0 = 4.095\ \ t/m`$$

$$q_b = \frac{Q_{max\ bond}}{0.87 \times \Sigma o \times d_b} = \frac{4.095 \times 10^3}{0.87 \times 6 \times 3.14 \times 1.32 \times 25} = 7.57\ \ kg/cm^2$$

$$< 12\ (q_{b\ all}) \quad (o.k)$$

أى أن القاعدة المسلحة الشريطية ذات العرض (٢ × ٠,٤ + ٠,٣)= ١,١ =B مترا وسمك ٣٠ سم كافية لتحمل جميع أنواع الإجهادات الواقعة عليها من عزوم انحـــناء وقص وتماسك مع طول رباط كافى ويبين الكروكى التالى الأبعاد النهائية للقاعدة الشريطية المسلحة.



شكل (٨-٢٠)

بـــناء علـــى ذلـــك فإنه بفرض القاعدة المسلحة ترتكز مباشرة على الأرض إذن أقصى إجهاد واقع على التربة أسفل القاعدة يعادل :

$$q_{n\,soil} = \frac{30}{1.10} = 2.73\ t/m^2\ > q_{n\,all}\ (14.6\ t/m^2)$$

الأمـــر الـــذى يســـتلزم ضـــرورة وضع خرسانة عادية أسفل القاعدة الشريطية المسلحة وذلك بالأبعاد التالية :

$$A_{p.c} = \frac{30}{14.6 \times 1.0} = 2.1 \text{ ms}$$

∴ عـــرض الخرســـانة العاديـــة أســـفل القـــاعدة المسلحة الشريطية يعادل $B = 2.1$ ms.

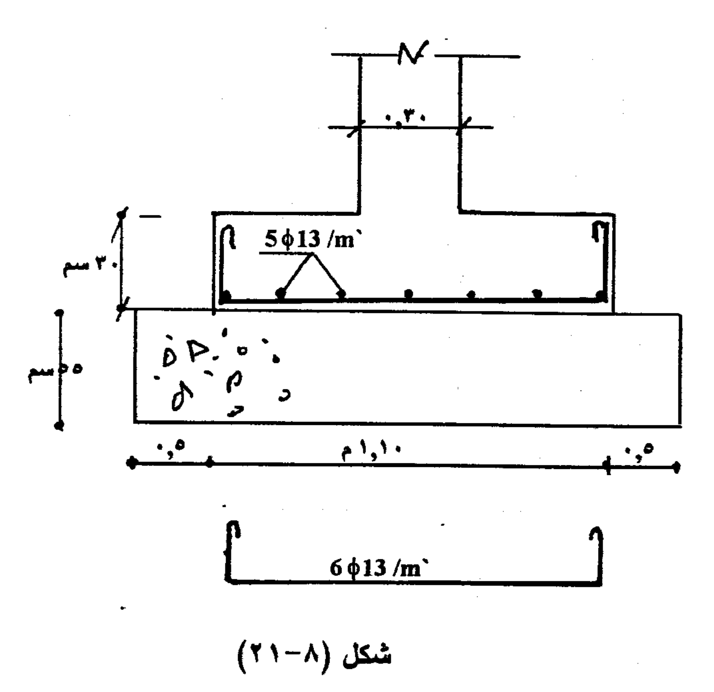
∴ بروز العادية يعادل $c = (2.1 - 1.1) = 0.5$ ms

وبالتالى سمك العادية المطلوب فى هذه الحالة

$$c_{p.c} = t_{p.c}\sqrt{\frac{f_{ct\ all}}{3\,q_{n\ all\ soil}}} \rightarrow 50 = t_{p.c}\sqrt{\frac{4}{3 \times 1.46}} \rightarrow t_{p.c} = 52 \text{ cm} \longrightarrow \text{take } 55 \text{ cm}$$

وعلـــيه فإن طول ضلع الخرسانة العادية يعادل ٧,٧ مَ وبسمك ٥٥ سم مع وجود فراغ فى الداخل قدره ٢,٩٠ × ٢,٩٠ م وكما هو مبين بالشكل (٨-٢٠).

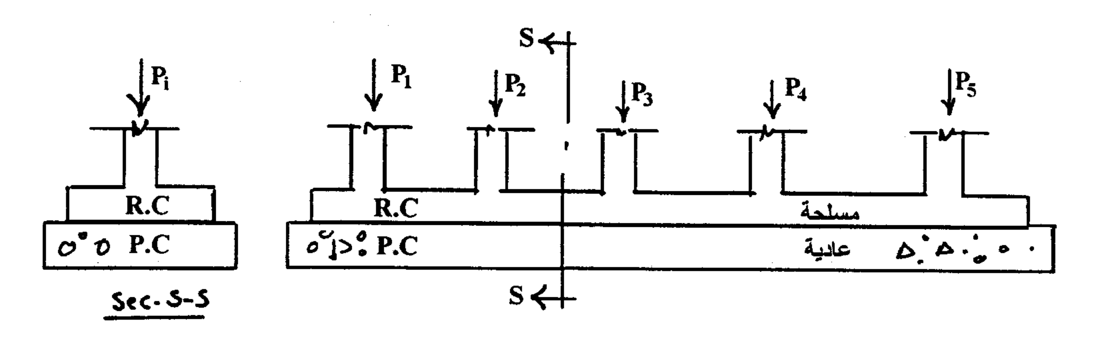
ويبيـــن الشـــكل (٨-٢١) كـــروكى قطـــاع فى القاعدة الشريطية وكيفية تسليحه.



شكل (٨-٢١)

٨-٢-٤ الأساسات الشريطية تحت صفوف الأعمدة:

- عـندما تكون الأحمال المنقولة من عدة أعمدة على هيئة صفوف يمكن استخدام كمـرة مسـلحة مسـتمرة أسفل هذه الأعمدة على هيئة حرف (⊥) أى حرف T مقلوب تسمى بالأساس الشريطى وكما هو موضح بالكروكى شكل (٨-٢٢).



شكل (٨-٢٢) القواعد الشريطية المستمرة على شكل حرف ⊥

- والأساسات الشريطية هذه قد تكون فى اتجاه المحاور العرضية لأعمدة المبنى أو فـى اتجـاه المحاور الطولية لأعمدة المبنى أو فى اتجاه المحورين معاً والحالة الأخيرة تقترب من حالة اللبشة الكمرية (أى ذات الكمرات).
- تستخدم الأساسات الشريطية فى الحالات التالية :

i- عـندما يكـون جهد التربة ضعيفاً أو متوسطاً ما بين (٠,٥ ← ٠,٧ كجم/سم٢).

ii- لمقاومـة الهبوط النسبى والمتفاوت لتربة التأسيس أو تحت الأعمدة حيث أن هذا النوع أكثر مقاومة للهبوط المتفاوت بالمقارنة بالأساسات المفصلة حيـث أن هـذا الـنوع مـن الأساسات يعتبر فى المرتبة الثانية من حيث مقارنة فرق الهبوط المتفاوت بعد اللبشة المستمرة.

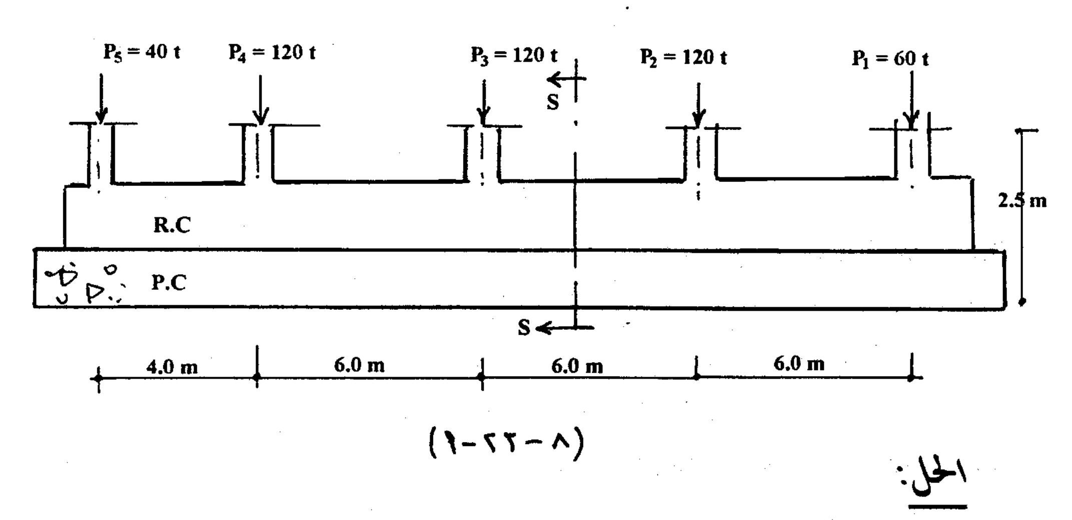
- يـتم تصميم الأساسات الشريطية ذات المحور والاتجاه الواحد بحيث تقاوم أحمال الأعمـدة المؤثرة على طول هذا المحور أما الأساسات الشريطية ذات المحورين والاتجاهين (الأساسات الشريطية المتقاطعة) فتصمم عادة باعتبار ومع فرض أن كـل محور أو اتجاه يحمل حمل العمود كله أى لا يحدث توزيع لحمل الأعمدة فى الاتجاهين وذلك كمعامل أمان زيادة فى التصميم يعطى جميع الاحتمالات المتوقعة أو الغير متوقعة فى التصميم.

مثال:

المطلـــوب تصـــميم القـــاعدة الشريطية العادية والمسلحة المبينة بالشكل (٨-٢٢) والتى يرتكز عليها صف من الأعمدة التى تؤثر على خط واحد بأحمال تشغيل قدرها بالترتيب وعلى التوالى كما يلى :

٦٠ طن ، ١٢٠ طن ، ١٢٠ طن ، ١٢٠ طن ، ٤٠ طن مع العلم أن :

- منســـوب التأســـيس علـــى عمـــق ٢,٥ مـــتر من منسوب سطح الأرض الطبيعية.
- كثافة التربة أعلى وأسفل منسوب التأسيس تعادل ١,٧٥ طن/م٣.
- جهد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ٢٠ طن/م٢.
- الخرســـانة المســـلحة المستخدمة هى رتبة ٢٠٠ كجم/سم٢ والحديد رتبة ٢٤/٣٥.
- الأعمدة ذات قطاع ٣٠ × ٨٠ سم.



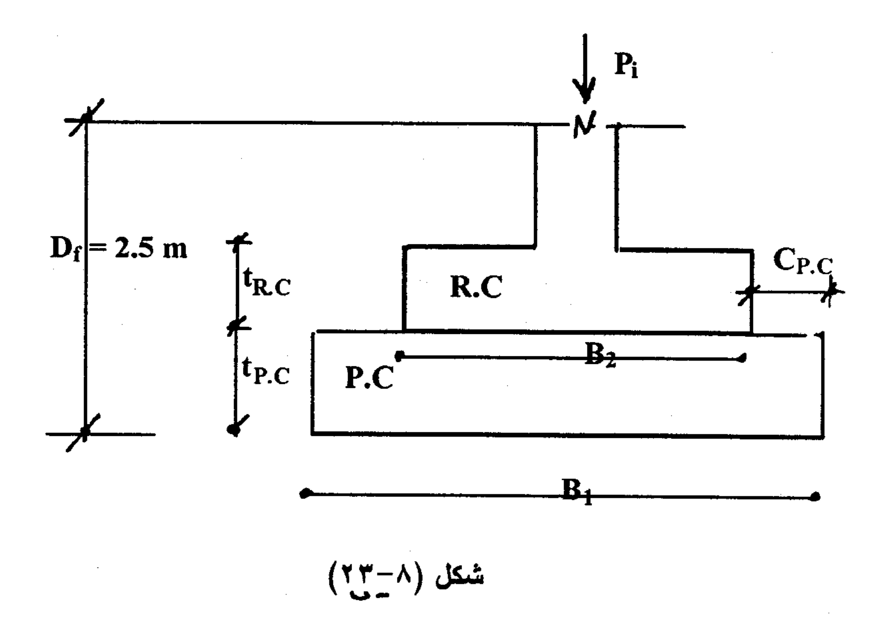
(٨-٢٢-١)

الحل:

هناك حلان للقواعد الشريطية هما :

الحل الأول : كقاعدة شريطية ذات عمق ثابت وقطاع مستطيل:

كما هو مبين بالقطاع شكل (٨-٢٣).



شكل (٨-ب-٢٣)

بالنسبة للقاعدة العادية:

- يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس.

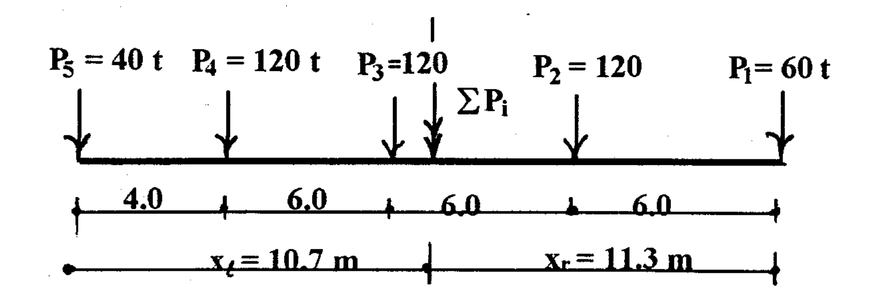
$$\gamma_a = \frac{1.75 + 2.5 + 2.2}{3} = 2.15 \;\; t/m`$$

$$q_{n\,all\,soil} = q_{all} - \gamma_a D_f = 20 - 2.15 \times 2.5 = 14.63 \;\; t/m^2 \cong 1.5 \;\; kg/cm^2$$

- مركــز ثقل الأحمال يعادل مسافة قدرها (x_ℓ) مقاسة من الحمل $P_5 = 40$ t وذلك بأخذ العزوم عند الحمل (P_5).

$$\text{i.e.} \quad x_\ell = \frac{\Sigma P_i \cdot x_i}{\Sigma P_i} = \frac{120 \times 4.0 + 120 \times 10 + 120 \times 16 + 60 \times 22}{40 + 120 + 120 + 120 + 60}$$

$$= \frac{480 + 1200 + 1920 + 1370}{460} = 10.7 \;\; ms$$



- مســاحة القاعدة العادية المطلوبة وذلك بفرض أن مركز ثقل الأحمال هو مركز ثقل القاعدة أسفله.

$$\text{i.e.} \quad A_{p.c} = \frac{\Sigma p_i}{q_{n\ all\ soil}} = \frac{460}{15} = 30.7 \ m^2$$

- ولجعــل الحمــل مــتمركزاً مع القاعدة فيجب أن يكون طولها لا يقل عن ($\ell = 2\ x_r$) حيث البعد (x_r) يعادل المسافة بين الأحمال مطروحاً منها (x_ℓ).

i.e. $x_r = 3 \times 6 + 4.0 - 10.7 = 11.3$ ms

i.e. $\ell = 2\ x_r = 2 \times 11.3 = 22.6$ m $\longrightarrow$

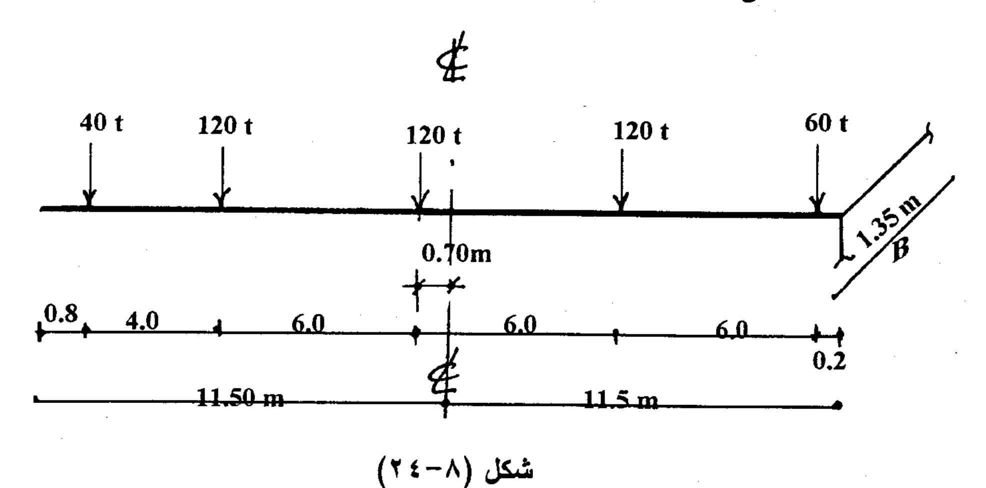
take $\ell = 23.0$ m

∴ عرض القاعدة العادية يعادل :

$$\therefore \quad B_{p.c} = \frac{30.7}{23.0} = 1.33 \ ms$$

take 1.35 ms

أى أن أبعاد القاعدة العادية هو ٢٣ م طول × ١,٣٥ م عرض وموضعها بالنسبة للأحمال كما يلى : .



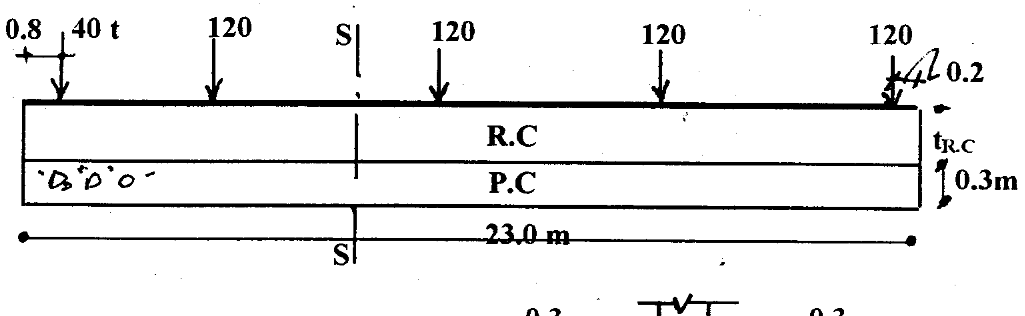
شكل (٨-٢٤)

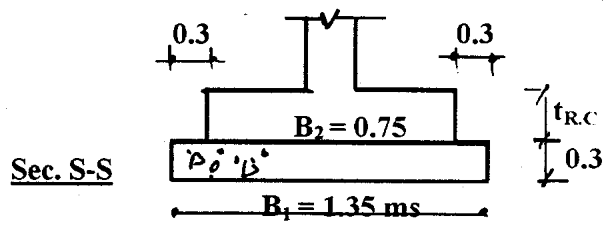
وبالـــتالى يكـــون أقصــــى جهـــد مســموح بـــه صـــافى واقع على التربة يعادل $\left[\frac{460}{1.35 \times 23}\right]$ = ١٤,٨ طــن/م٢ (o.k) وبفــرض أن طــول العاديـــة يعادل طول المســلحة وســمكها أقل سمك وليكن ٣٠ سم حتى يمكن تشغيلها أسفل المسلحة

∴ بروزها لا يتعدى

$$C_{p.c} = t\sqrt{\frac{4}{3\,q_{n\,all}}} = 30\sqrt{\frac{4}{3\times 1.48}} = 28.5\ \text{cm} \longrightarrow 30\ \text{cm}$$

وبالتالى يكون عرض القاعدة المسلحة هو (B_2) يعادل (١,٣٥) - ٢ × ٠,٣ = ٠,٧٥ م ويبين الكروكى التالى الأبعاد الخرسانية لمقاومة الأحمال السابقة.





شكل (٨-٢٥)

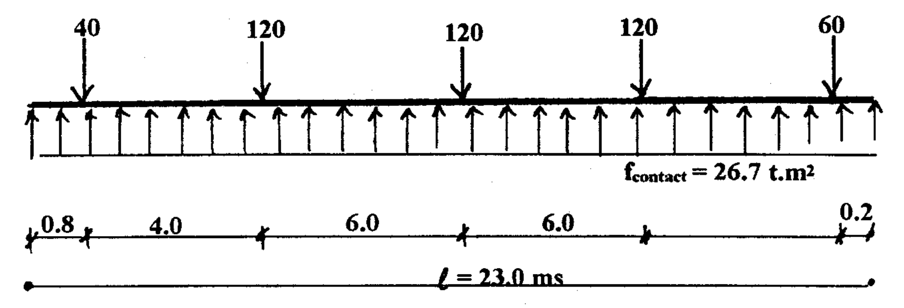
بالنسبة للقاعدة المسلحة:

- يتم حساب جهد التلامس بين القاعدة العادية والقاعدة المسلحة وفى هذه الحالة تكون المعطيات هى الأحمال، طول وعرض القاعدة المسلحة والمطلوب إيجاد سمكها وحديد تسليحها مع العلم بأن الأحمال متمركزة مع مركز ثقل القاعدة.

$$\therefore \quad f_{contact} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{460}{23\times 0.75} = 26.7\ \text{t/m}^2 < 50 \quad \text{(o.k)} \quad \text{safe}$$

ملحوظة: إذا ما كانت قيمة إجهاد التلامس أكبر من الحدود المسموح بها وهى من ١,٥ - ٥ كجم/سم٢ فيجب زيادة أبعاد القاعدة المسلحة.

- يتم التعامل مع القاعدة المسلحة باعتبارها كمرة مستمرة فى الاتجاه الطولى مرتكزة على الأعمدة ومعرضة من أسفل إلى أعلى بقيمة جهد التلامس كما يلى :



• يــتم إيجــاد القــوى الداخلية المتولدة فى هذه الكمرة المستمرة تحت هذه الأحمــال مــع فرض ردود الأفعال عند الأعمدة معلومة وبالتالى يتم رسم منحنــيات توزيــع القوى الداخلية المتولدة من قوى قاصة وعزوم انحناء لهذه الشريحة ذات العرض ٠,٧٥ متر كما يلى :

77.63
53.9
31.0
1.57
6.41
0.4
24.88
50.26
70.69

B.M.D

56.24
55.16
55.52
55.88
16.0
24.0
4.12
63.76
63.84
64.48

S.F.D

- يـــتم تحديد القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء والقوى القاصة أقصى عزم انحناء عند القطاع (4-4).

i.e. $M_{max} = 77.63$ t.m

- يتم تحديد سمك القطاع المطلوب لمقاومة عزم الانحناء ($M_{max} = 77.63$) وذلك على شريحة عرضها ٧٥ سم وهو (d_m).

$$\because \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$$= 0.253 \sqrt{\frac{77.63 \times 10^5}{75}} = \underline{81.4} \text{ cm}$$

- يتم تحديد سمك القطاع المطلوب لمقاومة أقصى قوى قاصة (Q_{max}) وهى تســـاوى $Q_{max} = 64.48$ على يمين الركيزة الثانية من اليمين وبفرض أن مقاومة القص تقاوم بالخرسانة فقط (دون حديد تسليح جذعى) فإن :

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{sh}} = \frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 75 \times d_{sh}} \le q_{allc\,sh} \quad (6 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\therefore \quad d_{sh} = 164.7 \text{ cm}$$

وهـــو عمق كبير نسبياً الأمر الذى يستلزم ضرورة استخدام حديد تسليح جذعى فى هذه الكمرة لذلك فإن :

$$q_{max} \le q_{all\,csh} \quad (21 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 75 \times d_s} \le 21 \quad \rightarrow \quad d_{sh} = \underline{47.1} \text{ cm}$$

∴ يؤخـــذ العمـــق الأكبر من كل من (d_m) ، (d_{sh}) ويضاف إليه سمك الغطاء الخرســـانى (٥ – ٧ ســـم) أى يؤخـــذ العمق ٩٠ سم $t = 90$ cm i.e. ومنها $d_{act} = 85$ cm.

- يتم إيجاد حديد التسليح اللازم والمناظر لمقاومة القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء وبفرض أن ($\alpha = 0.2$).

∴ ***<u>حديد التسليح العلوى:</u>***

$$A_{s4} = \frac{M_{max}}{k_2\, d} = \frac{77.63 \times 10^5}{1200 \times 85} = 76.10 \text{ cm}^2/75 \text{cm width} = \underline{16\,\phi\,25}$$

$$A_{s3}=\frac{53.9\times10^5}{1200\times85}=52.84\ cm^2/75\,cm\ \ width=\underline{11\,\phi\,25}$$

$$A_{s2}=\frac{31\times10^5}{1200\times85}=30.4\ cm^2/75\,cm=\underline{7\,\phi\ 25}/75\,cm$$

$$A_{s1}=\frac{1.57\times10^5}{1200\times85}=1.54\ cm^2/75\,cm\quad(check\ min\ A_s)$$

$$\mu_{min}=\frac{11}{f_y}=\frac{11}{2400}=0.458\,\%$$

$$\therefore\quad A_{s\,min}=\frac{0.458\times75\times85}{100}=29.2\ cm^2/75\,cm=\underline{6\,\phi\,25}$$

i.e. take $A_{s1}=A_{s\,min}=6\,\phi\,25$

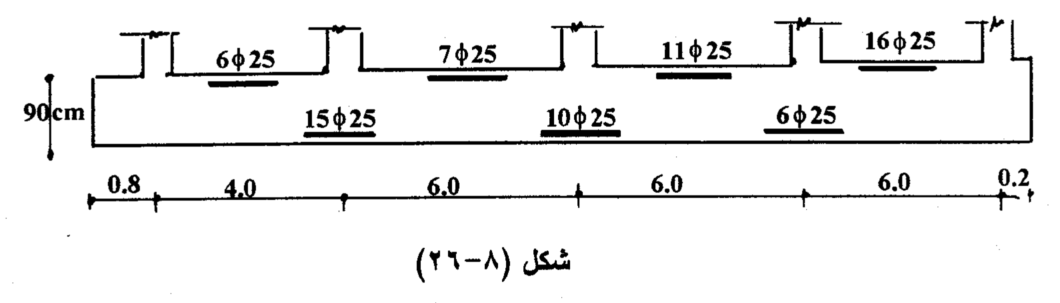
<u>حديد التسليح السفلى:</u>

$$A_{s5}=\frac{70.69\times10^5}{1200\times85}=69.3\ cm^2/75\ cm=\underline{15\,\phi\,25}/75\,cm$$

$$A_{s6}=\frac{47.86\times10^5}{1200\times85}=46.92\ cm^2/75\,cm=\underline{10\,\phi\,25}/75\,cm\ width$$

$$A_{s7}=\frac{24.88\times10^5}{1200\times85}=24.39\ cm^2\ \rightarrow\ take\ \ As\,min=\underline{6\,\phi\,25}/75\,cm$$

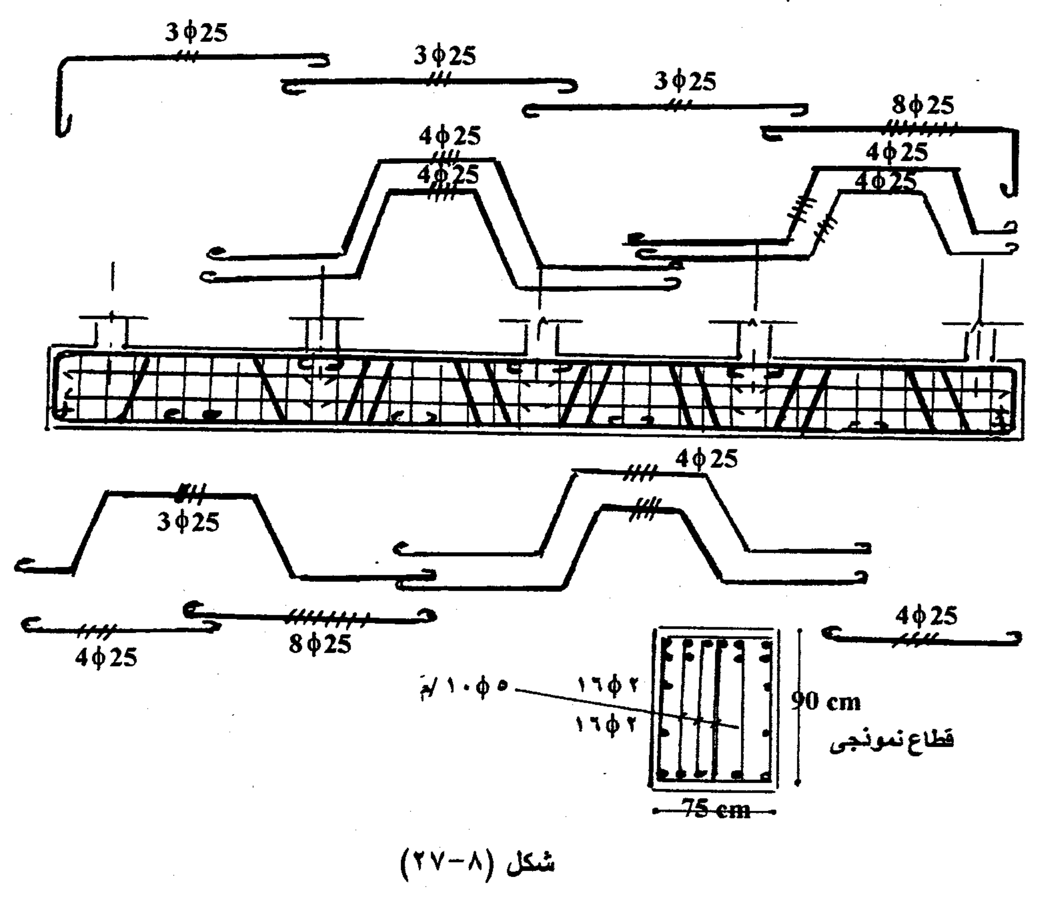
- ويبين الكروكى التالى شكل (٨-٢٦) أماكن ومساحة حديد التسليح المطلوب الرئيسى عند القطاعات الحرجة المختلفة لشريحة عرضها يساوى ٧٥ سم وهو عرض القاعدة المسلحة.



شكل (٨-٢٦)

- يتم تحديد مساحة حديد التسليح المناظر للشد القطرى وذلك طبقاً لاحتياجات قوى الشد القطرى ولتسهيل الحل يتم تقسيط الحديد العلوى بحيث ثلثه يمتد من العمود على العمود على الأقل وثلثه يكسح كحديد

مكســح لمقاومـــة الشـــد القطرى على الأقل أيضاً على زاوية ٦٠ْ وذلك بالإضافة إلى كانات ذات ستة فروع بواقع ٥ ϕ ١٠ /مَ وذلك كالآتى (شكل ٨-٢٧) :



شكل (٨-٢٧)

مـــع مـــراعاة امتداد الحديد المكسح من الناحية المستمرة إلى ربع البحر المجـــاور ووضـــع حديد يعادل الحد الأدنى للحديد فى منطقة الضغط لربط الكانات (stirrup hunger).

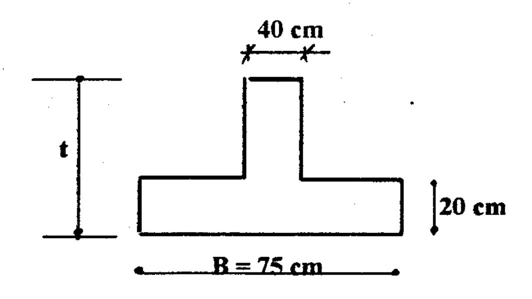
الحل الثانى: كقاعدة على شكل حرف ⊥ ذات شفة من أسفل وعصب علوى:

بالنسبة للقاعدة العادية:

يتـــبع نفـــس الخطوات السابقة فى الحل الأول وعليه يكون أبعادها ٢٣ م طول × ١,٣٥ م عرض.

بالنسبة للقاعدة المسلحة:

- حيث أن طول القاعدة المسلحة هو ٢٣ متر وعرضها يعادل ٠,٧٥ م مثل الحل السابق ولكنها ذات قطاع على شكل حرف ⊥ وجهد التلامس بين العادية والمسلحة ثابت ويعادل ٢٦,٧ طن/م٢.
- وبنفس الطريقة يتم التعامل مع القاعدة المسلحة باعتبارها كمرة مستمرة في الاتجاه الطولى مرتكزة على الأعمدة ومعرضة من أسفل إلى أعلى بقيمة جهد التلامس وكما ذكرنا سابقاً وعليه يتم إيجاد القوى الداخلية المتولدة فى هذه الكمرة تحت هذه الأحمال وهى نفس القيم السابقة ونفس توزيع قيم القوى الداخلية من (B.M) وقوى قاصة (S.F) على طول هذه الكمرة ولكن بفرض شكل القطاع على شكل ⊥.
- أبعاد القطاع على شكل حرف ⊥ هو كما هو مبين حيث عرض الشفة هو ٧٥ سم ليظل جهد التلامس بين العادية والمسلحة ثابتاً ونحافظ على قيم عزوم الانحناء والقوى الثابتة كما هى ويتم فرض سمك الشفة وليكن ٢٠ سم مع فرض عرض العصب يعادل ٤٠ سم وكما هو مبين، وفى هذه الحالة يتم التعامل مع القطاعات الحرجة على أساس أنها إما على شكل حرف ⊥ عند القطاعات ذات عزم الانحناء الموجب (منطقة الضغط عند الشفة) أو على شكل مستطيل ▯ عند القطاعات ذات عزم الانحناء السالب (منطقة الضغط عند العصب) وباتباع طريقة التصميم المعروفة فى الكمرات المستمرة أى يتم تصميم القطاعات ذات شكل ▯ أولاً ثم التى على شكل حرف ⊥.



- *تصميم القطاع (4-4) على شكل⊥ :*

$M = M_{max} = 77.63\ \ t.m \qquad , \qquad b = 40\ cm$

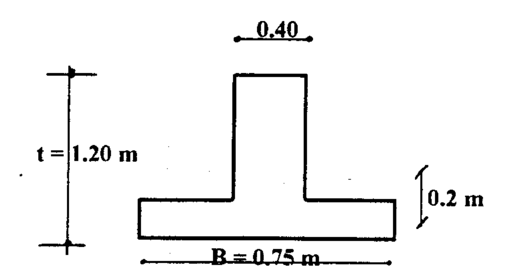
$$\therefore \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.253 \sqrt{\frac{77.63 \times 10^5}{40}} = 111.5\ \ cm$$

، تصـــميم القطـــاع علـــى أساس مقاومة القوى القاصة وباستخدام حديد تسليح جذعى.

$$\therefore \quad \frac{64.48 \times 10^3}{0.87 \times 40 \times d_s} \leq 21 \longrightarrow d_{sh} = 88.23\ \ cm$$

take $\ d = dm = 115\ \ cm \longrightarrow t = 120\ \ cm$

وعلـــيه فـــإن القطاع الخاص بالقاعدة المسلحة يكون على شكل حرف ⊥ بالأبعاد التالية :



وبعـــد ذلك يتم إيجاد الحديد المناظر لبقية القطاعات ذات ⊥ الشكل ثم القطاعات التى على شكل حرف ⊥ ولمقاومة عزوم الانحناء الواقعة عند هذه القطاعات كل على حدة كما يلى :

حديد التسليح العلوى:

$$A_{s4} = \frac{77.63 \times 10^5}{1200 \times 115} = 56.25\ \ cm^2 \ \rightarrow \ \underline{12\,\phi\,25} / 40\ \ cm\ \ web$$

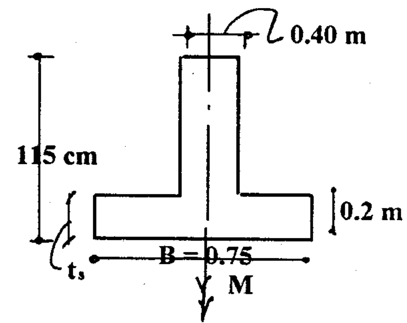
$$A_{s3} = \frac{53.9 \times 10^5}{1200 \times 115} = 39.06\ \ cm^2 \ \rightarrow \ \underline{8\,\phi\,25} / 40\ \ cm\ \ web$$

$$A_{s2} = \frac{31 \times 10^5}{1200 \times 115} = 22.46\ \ cm^2 \ \rightarrow \ \underline{5\,\phi\,25}\ \ check\ \ (A_{s\,min})$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.458 \times 40 \times 115}{100} = 21.07\ \ cm^2 \ \rightarrow \ \underline{5\,\phi\,25}\ \ (o.k)$$

Sec. 5-5: **t = 120 cm**

حديد التسليح السفلى (القطاعات على شكل حرف ⊥) .



$$\because \quad Z = 0.12\sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$= 0.12\sqrt{\frac{70.69\times10^5}{75}} = 36.8 > t_s$$

∴ القطاع يعمل كقطاع على شكل حرف ⊥

$$\frac{t_s}{t} = \frac{20}{120} = 0.167 \quad , \quad \frac{B}{b} = \frac{75}{40} = 1.875$$

$$\longrightarrow r = 0.85 \longrightarrow B_r = 0.85 \times 75 = 63 \cong 65 \text{ cm}$$

$$\because \quad d = k_1\sqrt{\frac{M}{B_r}}$$

$$\therefore \quad 115 = k_1\sqrt{\frac{70.69\times10^5}{65}} \longrightarrow k_1 = 0.35 \longrightarrow f_c = 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_2 = 1225$$

$$\therefore \quad A_{s5} = \frac{70.69\times10^5}{1225\times115} = 50.18 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{11\,\phi\,25} / 40 \text{ cm}$$

وبالمثل بقية القطاعات ذات شكل حرف ⊥ والتى يتأثر فقط فيها قيمة (B_r) والتى تؤثـــر على قيمة (k_2) والتى يمكن أخذها قيمة تتراوح ما بين ١٢٢٥ ، ١٢٥٠ كجم/سم٢ وليكن (1230).

$$\therefore \quad A_{s6} = \frac{47.86\times10^5}{1230\times115} = 33.84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{7\,\phi\,25} / 40 \text{ cm}$$

$$A_{s7} = \frac{24.88\times10^5}{1230\times115} = 17.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{s\,min} = 21.07 \longrightarrow 5\,\phi\,25$$

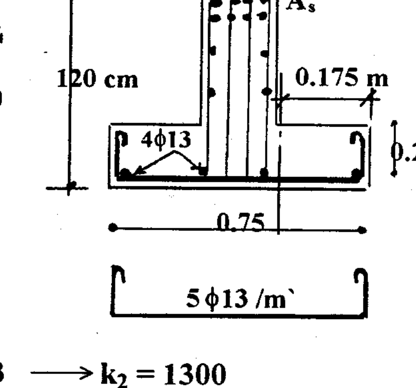
ملحوظة:

إن عـــرض شـــفة الكمرة ذات حرف ⊥ (B = 0.75 m) يجب ألا يزيد عن عرض البلاطة (B = 0.75) أو أربعة مرات عرض العصب (4 b) أو ١/٤ أقل بحر للكمرة.

i.e. $B > 0.75$ m , or $(4 \times 40 = 160$ cm$)$ or $\frac{1}{4} \times 400 = 100$ cm

لذلـــك أخـــذت ما يعادل ٧٥ سم كما بينا سابقاً والتى يناظرها جهد تلامس يعادل ٢٦,٧ طن/م٢.

- أيضــاً يــتم تحديد متطلبات القطاع للحديد الجذعى للكمرة المستمرة وذلك كما بينا سابقاً ويبين الكروكى التالى أماكن حديد التسليح الرئيسى وكيفية توزيع حديد التسليح الجذعى مع فرض كانات ذات أربعة أفرع ٥ φ ١٠/مَ.
- مما هو جدير بالذكر فإن تصميم الشفة لتسهيل الحل يكون كما يلى :



القطـــاع الحـــرج علـــى وجه العصب وبأخذ شريحة عرضها واحد متر فى الاتجاه الطولى وعمقها يساوى $t_s = 20$ cm

$$\therefore \quad M = \frac{27.6 \times (0.175)^2}{2} = 0.423 \text{ m.t/m`}$$

$$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$15 = k_1 \sqrt{\frac{0.423 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.73 \longrightarrow k_2 = 1300$$

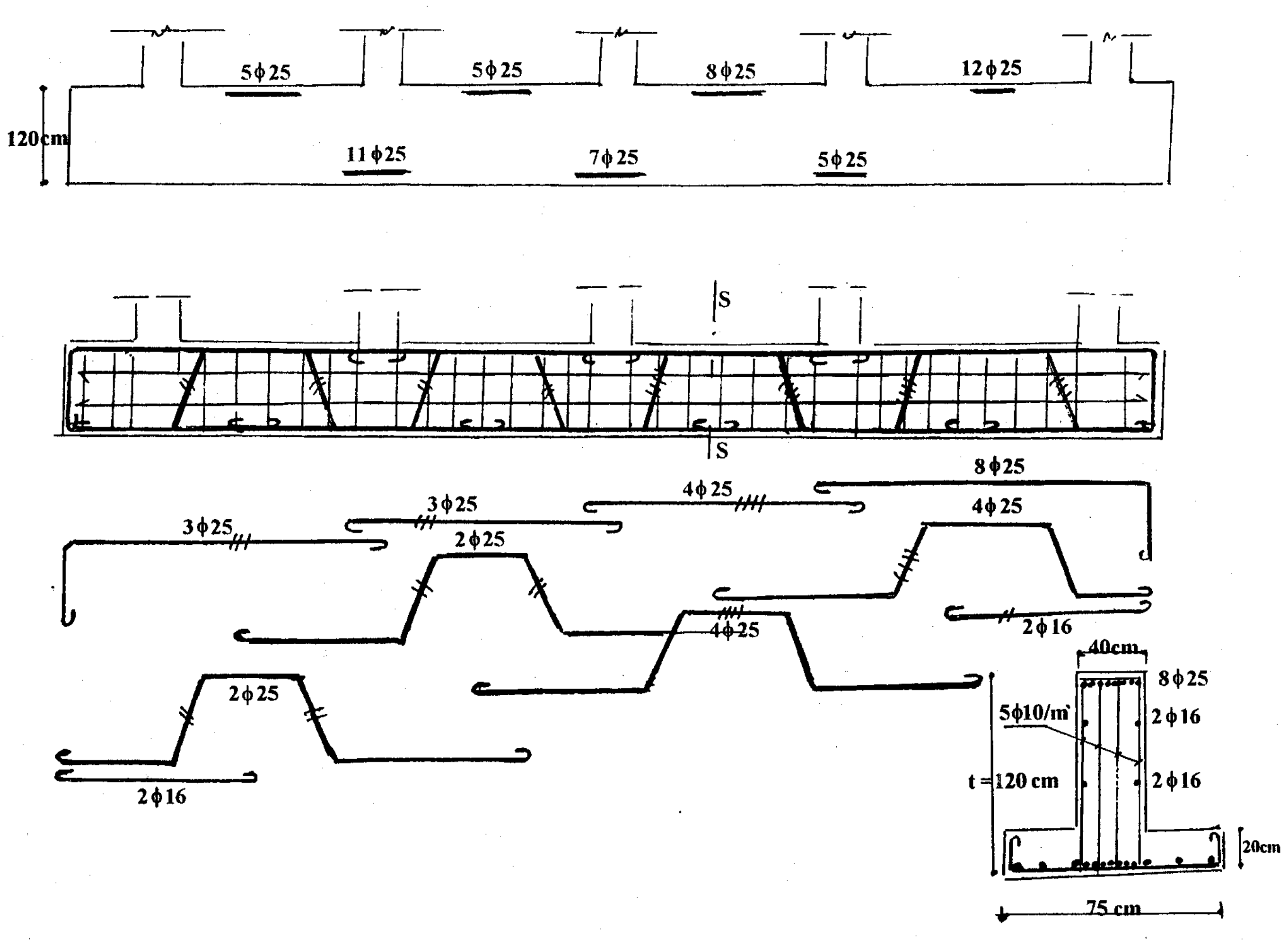
$$\therefore \quad A_s = \frac{0.423 \times 10^5}{1300 \times 15} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{s\,min} = \frac{11}{f_y} = \frac{11}{2400} = 0.458\,\%$$

$$\therefore \quad A_{s\,min} = \frac{0.458}{100} \times 15 \times 75 = 5.15 \text{ cm}^2$$

i.e. take $A_s = A_{s\,min} = 5\,\phi\,13\,/\,m`$

ويؤخــذ حديــد ثانوى طولى يعادل [٠,٢٥ $A_{s\ main}$] أى بحد أدنى ٤ φ ١٣ مم وكما هو مبين بالقطاع.

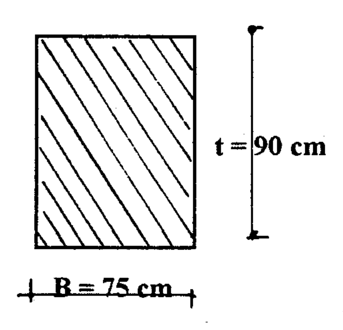


شكل (٨-٢٨) كيفية توزيع حديد التسليح والقطاعات التفصيلية

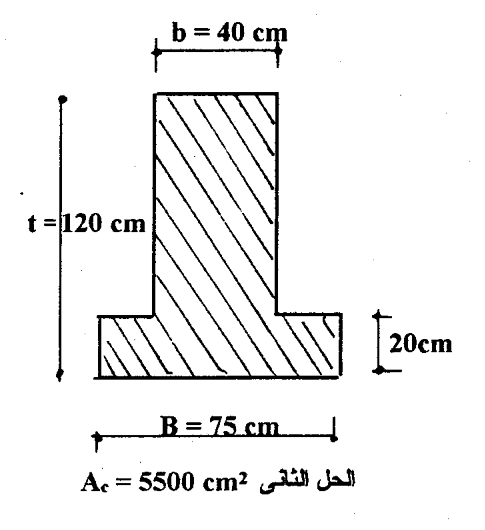
ملحوظة هامة:

١- مـــن حل المثال السابق يتبين أن افتراض التوزيع المنتظم لضغط التلامس عـــادة مـــا يعطى قوى داخلية عالية نسبياً أى فرض الكمرة ذات جساءة عالية ولكن إذا ما تم التصميم على أساس أنها كمرة مرنة وليست جاسئة فـــإن عزوم الانحناء سوف تنخفض بمقدار يتراوح ما بين (١/٤ - ١/٣) هـــذه القـــيم وعلـــيه فإنـــه كمية الخرسانة وبالتالى حديد التسليح سوف تنخفض بمقدار الخُمس تقريباً.

٢- من حل المثال السابق يتبين أن القطاعات الخرسانية تبعاً للحلين السابقين كما يلى :



$A_c = 6750\ cm^2$ الحل الأول



$A_c = 5500\ cm^2$ الحل الثانى

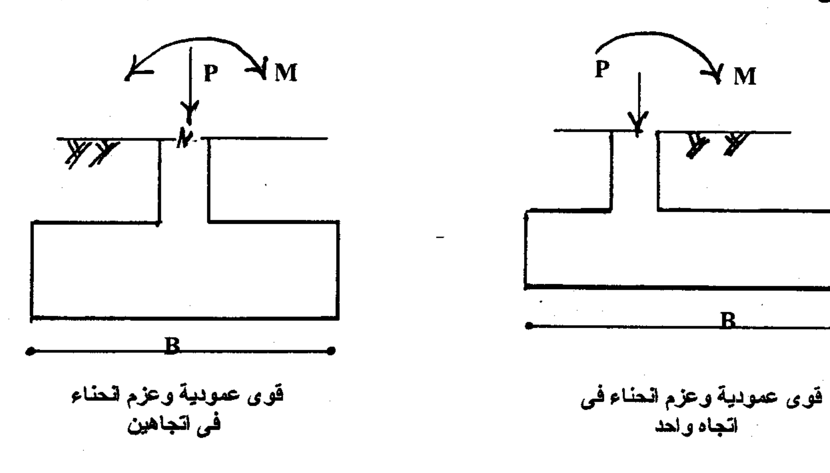
شكل (٨-٢٩)

وعليه فإن الحل الثانى أوفر من ناحية كمية الخرسانة بالإضافة إلى الميزة الأخـــرى وهـــو زيـــادة عـــزم القصور الذاتى له وبالتالى زيادة جساءته لمقاومـــة عـــزوم الانحناء وفروق الهبوط المحتملة بالرغم من أن الحلين كلاهما صحيح الأمر الذى يوصى باستخدام الأساسات الشريطية على شكل حـــرف ⊥ عـــند ضـــرورة مقاومة فروق الهبوط والقوى العالية والبحور الكبيرة وجهد التربة المنخفض.

٣- لـم يتم التحقق من مقاومة القطاعات الحرجة لكل من القص الثاقب وقوة التماسك وذلك نظراً لكبر القطاعات (بلاطة ذات عرض كبير) أو كمرة ذات عمق كبير. بل يجب ضرورة استيفاء العمق اللازم للأشاير وطول الأشاير وعلـى أيـة حـال فـى جمـيع الحالات يجب التحقق من استيفاء جميع الاشتراطات والإجهادات المتولدة من قص وتماسك وطول أشاير ... الخ.

٨-٢-٥ الأساسـات الشـريطية المعرضـة إلـى قوى لا محورية (المعرضة إلى قوى عمودية وعزم انحناء):

- فـى بعـض الحالات قد تتعرض الأساسات الشريطية إلى قوى لا محورية [قوى عمودية بالإضافة إلى عزم انحناء] أو إلى عزوم انحناء قد تكون فى اتجاه واحد أو فى اتجاهين (Reversible moment) كما هو مبين - شكل (٨-٣٠).



شكل (٨-٣٠)

الحالة الأولى (قوى عمودية وعزوم انحناء فى اتجاه واحد):

- فـى الحالة الأولى يكون توزيع الإجهادات على التربة غير منتظم ويمكن تعينه بدلالة المعادلة العامة للإجهادات العمودية.

$$f_{\substack{min\\max}} = \frac{-R}{A} \mp \frac{M \cdot y}{I_x}$$

ولمتر طولى من الحائط فإن هذه المعادلة تؤول إلى :

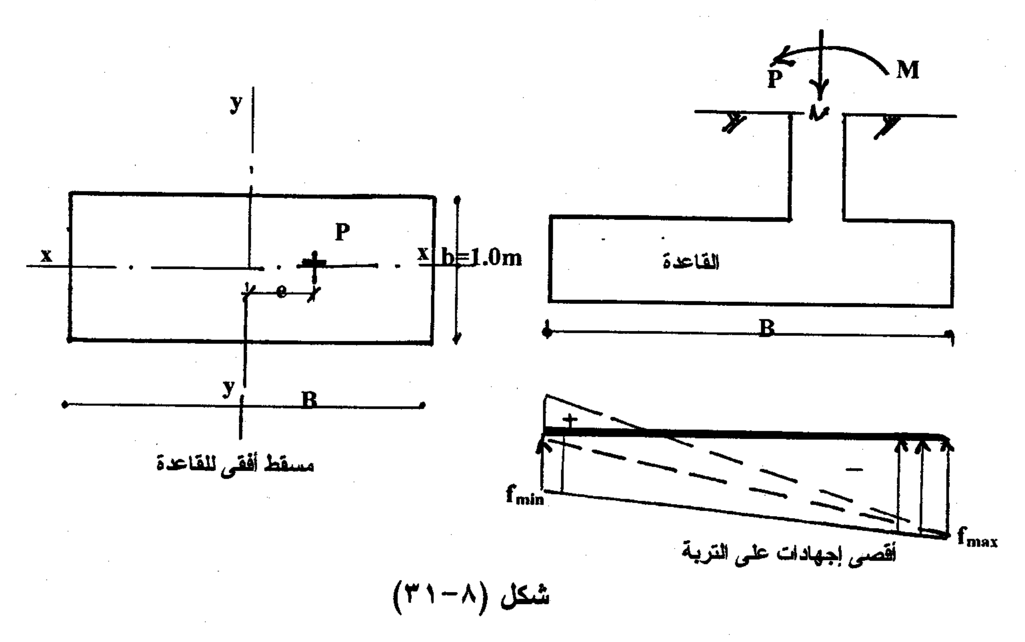
$$f_{\substack{min\\max}} = \frac{-P}{B}\left[1 \mp \frac{6e}{B}\right]$$

أى أن أقصى إجهاد ضغط يعادل مجموع الحدين أى :

$$f_{max} = \frac{P}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] \ngtr q_{n\ all\ soil}$$

$$f_{min} = \frac{P}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] \nless \frac{1}{2} f_{max}$$ ،

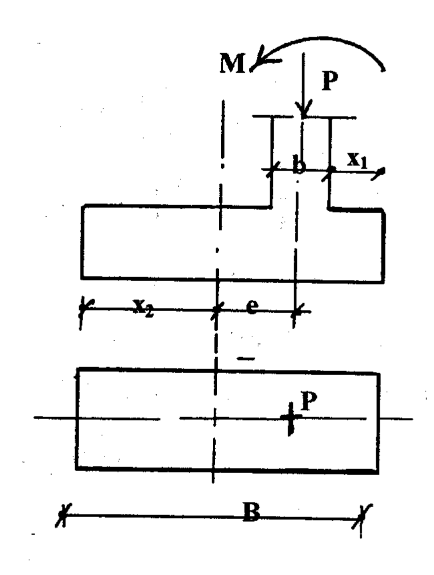
مـــع ملاحظـــة أنـــه يجب ألا تتعرض التربة إلى إجهادات شد أى أن قيمة (f_{min}) يجب ألا تكون أكبر من الصفر ويوصى أن لا تقل قيمة (f_{min}) عن نصـــف قـــيمة (f_{max}) فـــى حالة التربة الطينية والمتماسكة حتى لا يكون ويتولد فروق هبوط متفاوت بين حافتى القاعدة وكما يلى :

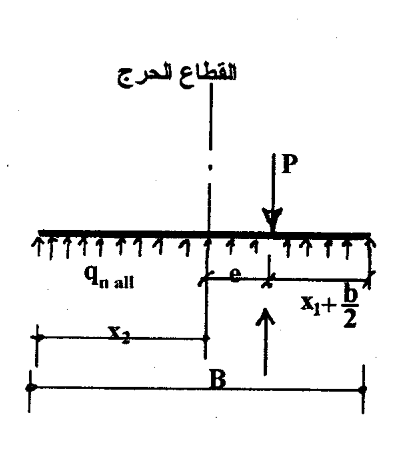


شكل (٨-٣١)

وفـــى هذه الحالة يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهاد واقع على التربة عن الإجهاد الصافى المسموح به لنوعية التربة (q_{all}) or ($q_{n\ all}$) حسب طريقة حساب جهد التربة.

- فـــى هـــذه الحالة يتم تسهيل الحل وذلك بجعل الإجهاد الواقع على التربة منـــتظم لتلافى الهبوط أسفل القاعدة وذلك بمركزة الحمل ونقله إلى مركز ثقـــل القـــاعدة وكمـــا يلى مع ملحوظة أن رفرفة القاعدة تكون كبيرة من ناحية الضغط الكبير الواقع على التربة.





شكل (٨-٣٢)

- يــتم حســـاب عرض القاعدة (B) بفرض أن الحمل مركزى وذلك بخارج قســمة الحمــل (P) علــى جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأســيس ($q_{n\ \ all}$) مع إهمال عزم الانحناء وتعادله بالعزم المضاد بالقيمة (P. e).

$$\therefore \quad B = \frac{P}{q_{n\,all}} = \text{ ms}$$

ويتم تقريب هذا العرض إلى أقرب ٥ سم.

ولجعل الحل متمركزاً إذن مركز ثقل القاعدة على بعد $\left(\frac{B}{2}\right)$ من الحافة وبالتالى يتم حساب مقدار اللامركزية الحقيقية.

$$e = \frac{B}{2} - \left(x_1 + \frac{b}{2}\right) \text{ ms}$$

- يــتم تحديد القطاع الحرج لعزم الانحناء وهو على وجه الحائط الخرسانى أو على بعد $\left(\frac{b}{4}\right)$ من عرض الحائط كما ذكرنا سابقاً.
- ومن موضع القطاع الحرج يتم حساب قيمة عزم الانحناء من واقع إجهاد التربة الصافى وأبعاد القاعدة.

$$\text{i.e.} \quad M_{max} = q_{n\,all}\,\frac{(x_2)^2}{2} \quad \text{t.m/m`}$$

- يـتم تصميم القطاع الحرج للقص ويتم إيجاد العمق اللازم لمقاومة كل من عـزم الانحـناء والقـوى القاصة كما شرحنا سابقاً ومن ثم إيجاد الحديد الرئيســى المطلــوب وكذلك التحقق من جهد التماسك للخرسانة .... الخ وكما سوف يرد فى المثال التالى.

مثال:

المطلــوب تصميم القاعدة المسلحة الشريطية المعرضة إلى حمل محورى وعزم انحناء فى اتجاه واحد قدرهما ٣٠ طن ، ١٥,٠٠ طن.م على التوالى وذلك مــن خــلال حــائط خرسانى مسلح عرضه ٤٠ سم وأن الخرسانة رتبة C 200 وحديـد تسليح رتبة ٢٤/٣٥ وأن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس لا يتعدى ١,٠٠ كجم/سم٢.

الحل:

- كما هو مبين بالشكل (٨-٣٣) فإنه حسب اتجاه عزم الانحناء فيجـب أن تكون الحائط ممتدة ناحـية الضغط وبروزها أكبر كمـا شـرحنا وبفرض رفرفة للقـاعدة ناحية العمود قدرها ٢٠ سـم حـتى يمكـن عمل الشدات الخشبية بسهولة عند صب وتنفيذ الحائط.

شكل (٨-٣٣)

- وبفرض شريحة عرضها واحد متر وأن الحمل مركز فى مركز القاعدة.

$$\because \quad B = \frac{P}{q_{n\,all}} = \frac{30}{10} = 3.0 \text{ m}$$

- يـتم تحديـد مقدار اللامركزية (e) اللازمة لتلاشى عزم الانحناء الخارجى المؤثر.

$$e=\frac{B}{2}-\left(\frac{b}{2}+x_1\right)=\frac{3}{2}-(0.2+0.2)=1.1\ ms$$

- يتم تحديد قيمة عزم الانحناء عند القطاع الحرج على وجه الحائط.

$$\therefore\quad M_{max}=q_{n\,all}\,\frac{\left(\frac{B}{2}+0.9\right)^2}{2}=10\,\frac{[1.5+0.9]^2}{2}=28.8\ m.t/m$$

- يــتم تصــميم القطــاع علــى أســاس مقاومة عزم الانحناء (M_{max}) من المعادلة:

$$d=k_1\sqrt{\frac{M_{max}}{B}}=0.253\sqrt{\frac{28.8\times10^5}{100}}=42.9\ \rightarrow\ t=50\ cm$$

- يــتم التحقق من مقاومة القص للخرسانة بحساب ($Q_{max\ sh}$) عند القطاع الحرج للقص وهو على بعد (d) من وجه الحائط.

i.e. $Q_{max\,sh}=10\,(x_2-d_{sh})=10\,(2.4-d_{sh})\ t/m`$

$$\because\quad q_{max}=\frac{Q_{max\,sh}}{0.87\,b\,d_{sh}}\le 6\ (q_{c\,sh\,all})$$

$$\therefore\quad \frac{(24-10\,d_{sh})}{0.87\times100\times d_{sh}}\le 50\ (q_{sh\,all})$$

$$\therefore\quad d_{sh}=0.448\ ms$$

أى يتم بأخذ t = 50 cm تكون آمنة لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة.

$$A_s=\frac{M_{max}}{k_2\,d_{act}}=\frac{28.8\times10^5}{1200\times45}=53.3\ cm^2/m`\ \longrightarrow\ \underline{11\,\phi\,25}\,/m`$$

- يــتم الــتحقق من إجهاد التماسك وذلك بحساب ($Q_{max\ b}$) وهى عند نفس القطاع الحرج للعزم.

i.e. $Q_{max\,b}=q_{n\,all}\cdot x_2=10\times2.4=24\ t/m`$

$$\therefore\quad q_{max\,b}=\frac{Q_{max\,b}}{0.87\,\Sigma o\,.\,d_{act}}=\frac{24\times10^3}{0.87\times11\times3.14\times2.5\times45}=7.1\ kg/cm^2$$

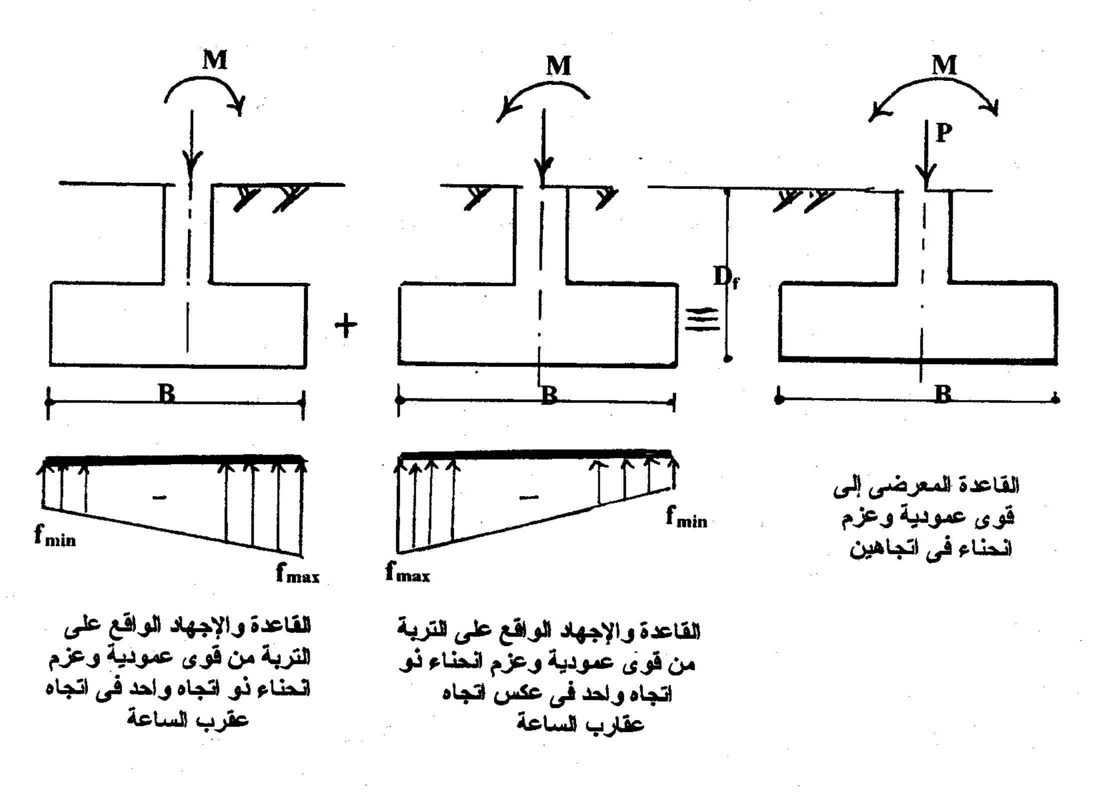
$$<12\ (o.k)$$

ملحوظة:

يجــب أن يــتم التحقق من طول الرباط لحديد التسليح الرئيسى (ℓ_d) وهو كافى فى هذه الحالة.

الحالة الثانية : (قوى عمودية وعزم انحناء فى اتجاهين):

- فــى هــذه الحالــة حيــنما تتعرض القاعدة إلى عزم انحناء فى اتجاهين بالإضــافة علــى القوى العمودية نأخذ الحالة الأسوأ وهو تعرض الأساس إلــى حمــل غير محورى مصحوب بعزم انحناء فى اتجاه واحد ثم عكسه وبالتالى تنتج قاعدة متماثلة نتيجة لتأثير عزم الانحناء فى الاتجاهين وكما هو مبين بالكروكى - شكل (٨-٣٤).



شكل (٨-٣٤)

- يتم التعامل مع الحالة (i) أو الحالة (ii) وكلاهما واحد، ولشريحة عرضها واحــد متر فإنه يجب تحديد قيمة عرض القاعدة (B) واللازم بحيث أقصى إجهادات واقعة على التربة لا تتعدى الإجهادات الصافية المسموح بها عند منسوب التأسيس ($q_{n\ all}$).
- وطبقاً للمعادلة المناظرة لتأثير عزم الانحناء والقوى العمودية وهى :

$$f_{max} = \frac{P}{B \times 1}\left[1 + \frac{6\,e}{B}\right] \leq q_{n\,all\,soil}$$

حيث ($q_{n\,all\,soil}$) : هو أقصى إجهاد مسموح به صافى عند منسوب التأسيس

، (P) : قيمة الحمل المؤثر عند منسوب التأسيس

، (e) : مقـدار اللامركـزية وهو يساوى $e = \frac{M}{P}$ حيث (M) هى قيمة عزم الانحناء المؤثر

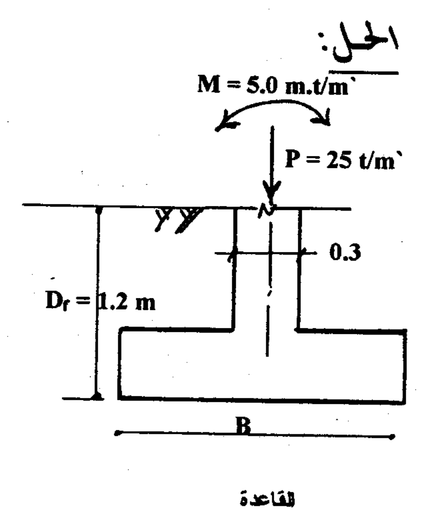
ومن هذه المعادلة يمكن تعيين قيمة عرض الأساس (B) بحل هذه المعادلة التى من الدرجة الثانية فى (B) مع تقريب عرض القاعدة إلى أقرب ٥ سم مع التحقق من عدم وجود إجهادات شد كما شرحنا سابقاً.

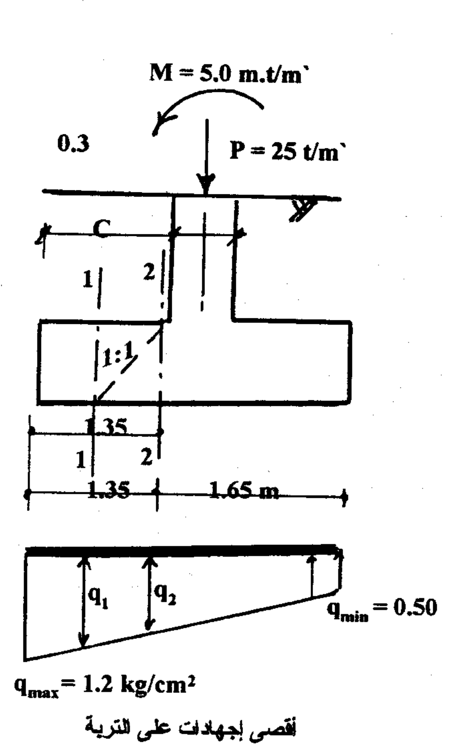
- يـتم تحديـد موضع القطاع الحرج لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة ويـتم حسـاب قـيمة أقصـى عزم انحناء (M_{max}) وأقصى قوى قاصة ($Q_{max\ sh}$) عـند القطاعـات الحـرجة وذلـك من واقع توزيع الإجهادات الصـافية على التربة وهى خطية ولكن غير منتظمة. ثم يتم حساب عمق الأساس اللازم لمقاومة كل من هذه القوى القصوى (M_{max}) و ($Q_{max\ sh}$) وبالـتالى إيجاد حديد التسليح ويكمل الحل إلى آخره كما شرحنا سابقاً مع الـتحقق لقيمة إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى وكما سوف يتضح من المثال التالى.

مثال:

المطلوب تصميم قاعدة شريطية مسلحة مرتكزة على التربة مباشرة وعلى عمـق ١,٥٠ متر من سطح الأرض الطبيعية ويرتكز عليها حائط خرسانى مسلح عرضـه ٣٠ سم ويحمل حملاً محورياً قدره ٢٥ طن/مَ بالإضافة إلى عزم انحناء ذو اتجاهين (Reversible moment) قدره ٥ طن.م/مَ علماً بأن جهد التربة الكلى المسموح به هو ١,٥٠ كجم/سم٢ وأن الخرسانة رتبة C 200 وأن حديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:





شكل (٨-٣٥)

- بفرض القاعدة ذات عرض (B) ولشريحة عرضها ١,٠٠ متر.
- يــتم حســـاب جهــد التربة الصافى للتربة عند منسوب التأسيس ($q_{n\ all}$) كالآتى :

$$\gamma_a = \frac{\gamma_{soil} + \gamma_{R.C}}{2} = \frac{1.8 + 2.5}{2} = 2.15\ \ t/m^3$$

$$\therefore \quad q_{n\ all} = q_{all} - \gamma_a \cdot D_f = 15 - 1.5 \times 2.15 = 11.78 \cong 1.2\ \ kg/cm^2$$

- يتم حساب أقصى إجهاد واقع عى التربة من المعادلة :

$$q_{max} = \frac{P}{A}\left[1 + \frac{6\,e}{A}\right] \le q_{n\ all} \quad (1.2\ \ kg/cm^2)$$

حيث $(e) = \frac{M}{N} = \frac{5}{25} = 0.2 =$ مقدار اللامركزية.

$$\therefore \quad \frac{25}{1 \times B}\left[1 + \frac{6 \times 0.2}{B \times 1}\right] = 12$$

$$\therefore \quad 25\left[1 + \frac{1.2}{B}\right] = 12\,B$$

$\therefore \quad 25+\frac{30}{B}=12\,B \longrightarrow 25\,B+30=12\,B^2$

$\therefore \quad 12\,B^2-25\,B-30=0$

$\therefore \quad B^2-2.08\,B-2.5=0$

$\therefore \quad B=\frac{+2.08\pm\sqrt{(2.08)^2+4\times 2.5}}{2}=2.93\ \text{ms} \ \rightarrow \ 3.0\ \text{ms}$

- يتم التحقق من عدم وجود إجهاد شد على التربة.

$\therefore \quad q_{min}=\frac{P}{B\times 1.0}\left[1-\frac{6e}{B\times 1.0}\right]=\frac{25}{3.0}\left[1-\frac{6\times 0.2}{3.0}\right]=0.5\ \text{kg/cm}^2$

ضغط (Comp.) o.k

∴ يتم أخذ عرض القاعدة المسلحة ٣,٠٠ متر.

- يـــتم حساب قيم الإجهادات الواقعة على التربة عند القطاعات الحرجة لكل من عزم الانحناء (q_2)، القوى القاصة (q_1).

$C=\frac{B}{2}-\frac{b}{2}=\frac{3.0}{2}-\frac{0.3}{2}=1.35\ \text{ms}$

، $\quad a=C-d$

$\therefore \quad q_2=q_{min}+\frac{1.65}{3.0}\left[q_{max}-q_{min}\right]=0.5+\frac{1.65}{3.0}\left[1.2-0.5\right]=0.885\ \text{kg/cm}^2$

- يـــتم حســـاب أقصـــى عـــزم انحناء عند القطاع الحرج الذى يبعد مسافة ١,٣٥٠ م من حافة القاعدة اليسرى.

$\therefore \quad M_{max}=\left[\frac{q_{max}+q_2}{2}\right]\times\frac{c^2}{2}\times 1.0$

$=\frac{(12+8.85)}{2}\times\frac{(1.35)^2}{2}=9.5\ \text{t.m/m`}$

- يتم تحديد سمك القاعدة المناظر لهذا العزم (M_{max}) من المعادلة :

$d=k_1\sqrt{\frac{M_{max}}{B}}=0.253\sqrt{\frac{9.5\times 10^5}{100}}=25\ \text{cm}$

- يتم تحديد سمك القاعدة المناظر لـــ ($Q_{max\,sh}$).

$\because \quad a=c-d_{sh}=1.35-d_{sh}$

، $\quad q_1=q_{min}+\left[\frac{B-a}{B}\right]\left[q_{max}-q_{min}\right]$

$$= 0.5 + \left[\frac{1.35 - 1.35 + d_{sh}}{1.35}\right][1.2 - 0.5] = 0.5 + 0.52\, d_{sh}$$

$$= 5 + 5.2\, d_{sh} \quad t/m`$$

$\because \quad Q_{max\,sh} = \dfrac{q_{max} + q_1}{2} \times a = \dfrac{12 + 5 + 5.2\, d_{sh}}{2} \times (1.35 - d_s)$

$$= (8.5 + 2.6\, d_{sh})\,(1.35 - d_{sh})$$

$\because \quad q_{max\,sh} = \dfrac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{sh}} = \dfrac{(8.5 + 2.6\, d_{sh})(1.35 - d_{sh})}{0.87 \times 1.0 \times d_{sh}} \le 50\,(q_{sh\,all})$

$$= 11.475 - 4.99\, d_{sh} - 2.6\, d_{sh}^2 = 43.5\, d_{sh}$$

$\therefore \quad 2.6\, d_{sh}^2 + 48.49\, d_{sh} - 11.475 = 0$

$\therefore \quad d_{sh}^2 + 18.65\, d_{sh} - 4.41 = 0$

$\therefore \quad d_{sh} = \dfrac{-18.65 \pm \sqrt{(18.65)^2 + 4 \times 4.1}}{2} = 0.22 \;\; m = 22 \;\; cm$

$\therefore$ يتم أخذ سمك القاعدة يعادل ٤٠ سم فرضاً $\longleftarrow d_{act} = 33$ cm

$\therefore \quad A_{s\,req.} = \dfrac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \dfrac{9.5 \times 10^5}{1230 \times 33} = 23.4 \;\; cm^2 \longrightarrow 9\phi 18\ /m`$

$(25.47\ cm^2)$

$A_{s\,min} = \dfrac{11}{f_y} A_c = \dfrac{11}{2400} \times 100 \times 33 = 15.1 \;\; cm^2 < A_{s\,req}$

$\therefore$ take $9\,\phi\,18\,/\,m`$

وبأخذ حديد ثانوى يعادل ٠,٢٥ × ٢٥,٤٧ = ٦,٣٧ سم٢/مَ أى ٥ ϕ ١٣ مم/مَ.

- يتم التحقق من إجهادات التماسك عند القطاع الحرج على وجه الحائط.

$$Q_{bond} = \frac{q_{max} + q_2}{2} \times C \times 1.0$$

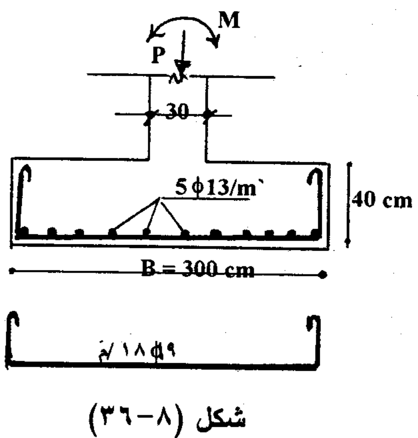
$$= \frac{12 + 8.85}{2} \times 1.35 = 14.07 \;\; t/m`$$

$\therefore \quad q_{max\,bond} = \dfrac{14.07 \times 10^3}{0.87 \times 9 \times 3.14 \times 1.8 \times 33} = 9.63 \;\; kg/cm^2 < 12 \;\; (o.k)$

- تؤخـذ القاعدة بالعرض يعادل ٣,٠٠ م × السمك ٠,٤٠ م وبحديد تسليح رئيسى يعادل ٩ ϕ ١٨ /مَ على طول العرض، حديد ثانوى ٥ ϕ ١٣ / متر طولى من الحائط.

ملحوظة: يجب التحقق من السمك اللازم لطول الرباط وطول الأشاير.

ويبيـــن الشكل التالى كروكى لحديد التسليح والذى يؤخذ كما ذكرنا بعاليه (شكل ٨-٣٦).



شكل (٨-٣٦)

مـثال عـلى تصـميم القاعدة الشريطية باستخدام التصميم الحد الأقصى للمقاومة:

المطلــوب تصميم القاعدة الشريطية المسلحة المذكورة فى المثال السابق والمرتكز عليها حائط خرسانى مسلح عرضه ٣٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلى $P_{L.L} = 20$ t/m\` ، $P_{D.L} = 40$ t/m\` عــند منســوب ســطح الأرض وبــنفس الافتراضــات الموجودة والمفروضة فى هذا المثال مع فرض معاملات الأمان لكل مادة على حدة.

الحل:

- يــتم تحديــد قيمة الحمل الأقصى وذلك من واقع قيم أحمال التشغيل الحية والميتة وحيث أن $P_{L.L} < 0.7$ D.L

$\therefore \quad P_u = 1.5\,[P_{D.L} + P_{L.L}] = 1.5\,[20 + 40] = 90$ t/m\`

- يتم حساب جهد التربة الكلى عند منسوب سطح الأرض وهو يساوى جهد التربة المسموح به مضروباً فى معامل أمان ويؤخذ حوالى ٢,٠٠.

$\therefore \quad q_{ut\ soil} = q_{all} \times F.\,s = 2.0 \times 1.8 = 3.6 \ \ t/m^2$

- يـــتم حســـاب جهـــد التربة الكلى عند منسوب التأسيس وهو يساوى جهد التربة الكلى عند سطح الأرض ($q_{u\ soil}$) مطروحاً منه وزن عمود التراب.

$$\therefore \quad q_{nu\ soil} = q_{ut\ soil} - \gamma_a D_f$$
$$= 36 - 2.15 \times 2 = 31.7 \ \text{t/m`} \cong 3.2 \ \text{kg/cm}^2$$

- يتم إيجاد مساحة وأبعاد القاعدة المسلحة بدلالة أحمال التشغيل.

$$\therefore \quad A = \frac{P_{working}}{q_{n\ all}} = \frac{60}{13.7} = 4.38\,\text{m} \longrightarrow B = 4.4 \ \text{ms}$$

- يتم حساب جهد التربة التصميمى الأقصى الواقع على التربة بدلالة الحمل الأقصى (P_u).

$$\therefore \quad q_{u\ soil} = \frac{P_u}{B \times 1.0} = \frac{90}{4.4 \times 1.0} = 22.5 \ \text{t/m}^2 \ < \ 32.0 \ \text{t/m}^2 \quad (\text{o.k})$$

- يتم حساب رفرفة الخرسانة المسلحة عن الحائط (c).

$$c = \frac{B - b}{2} = \frac{4.4 - 0.3}{2} = 2.05 \ \text{ms}$$

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو على وجه الحائط.

$$M_{u\ max} = q_{u\ soil} \times \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 22.5 \times \frac{(2.05)^2}{2} \times 1.0 = 47.28 \ \text{m.t/m`}$$

- يـــتم حساب العمق الفعال لمقاومة عزم الانحناء ($M_{u\ max}$) وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ متر من المعادلة التالية :

$$d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u\ max}}{b}} \cong 0.3 \sqrt{\frac{47.28 \times 10^5}{100}} = 65 \ \text{cm}$$

- يـــتم حســـاب قـــيمة القوى القاصة عند القطاع الحرج للقص والذى يبعد مســـافة قدرهـــا (d) من وجه الحائط أو على مسافة (a) من نهاية وحافة القاعدة المسلحة.

$$a = c - d_{sh} = 2.05 - d_{sh}$$
$$\therefore \quad Q_{u\ sh} = a \times 1.0 \times q_{u\ soil} = (2.05 - d_{sh}) \times 22.5$$
$$= 46.13 - 22.5\, d_{sh} \ \ \text{t/m`}$$

- يتم حساب عمق الأساس المطلوب لمقاومة ($Q_{u\ sh}$) من المعادلة :

$$q_{u\,sh} = \frac{Q_{u\,sh}}{b\,d_{sh}} \le q_{uc} \quad (6\,kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad \frac{46.13 - 22.5\,d_{sh}}{1.0 \times d_{sh}} \le 60$$

$$\therefore \quad d_{sh} = 55.9 \cong 60 \quad cm$$

∴ يؤخــذ سمك القاعدة الفعال الأكبر وهو (65) وبالتالى سمكها الكلى $t = 70$ cm.

- يــتم حساب قيمة الثابت (k_u) المناظر للعمق ٦٥ سم وهو فى هذه الحالة يناظر نفس القيمة السابقة المفروضة وهى ٠,٣ لرتبة الحديد والخرسانة ومــن هــذه القــيمة (k_u) وباستخدام جداول المنحنيات للتصميم الأقصى للخرســانة (U.S.D) يــتم إيجاد نسبة الحديد الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) وبحيث لا تقل هذه القيمة عن الحد الأدنى المسموح به (μ_{min}) ولا تزيد عن الحد الأقصى المسموح به (μ_{max}) وبالتالى يمكن إيجــاد قيمة (A_s) وبالتالى عدد الأسياخ بعد اختيار القطر المناسب لسمك القاعدة وليكن ١٠ ϕ ٢٥ /مَ.
- يــتم اختــيار قــيمة الحديد الثانوى بما يعادل ٢٠% - ٣٠% من الحديد الرئيسى (A_s) وبحيث لا يقل عن ٥ ϕ ١٣ /مَ.
- يــتم الــتحقق مــن قــيمة جهد التماسك الواقع على القطاع الحرج لعزم الانحناء وذلك بحساب (q_{ub}) كالآتى :

$$q_{ub} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o\, d_{act}} \le 0.95\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} = (q_{cub})$$

$$Q_{ub} = c \times 1.0 \times q_{u\,soil} = 2.05 \times 22.5 = 46.13 \quad t/m`$$

، (Σo) هو محيط حديد التسليح الرئيسى.

$$q_{cub} = 0.95\sqrt{\frac{200}{1.5}} = 11 \quad kg/cm^2$$

- يــتم الــتحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى بحيث لا يقل عن ٤٠ ϕ أو ٤٠ سم أيهما أكبر.

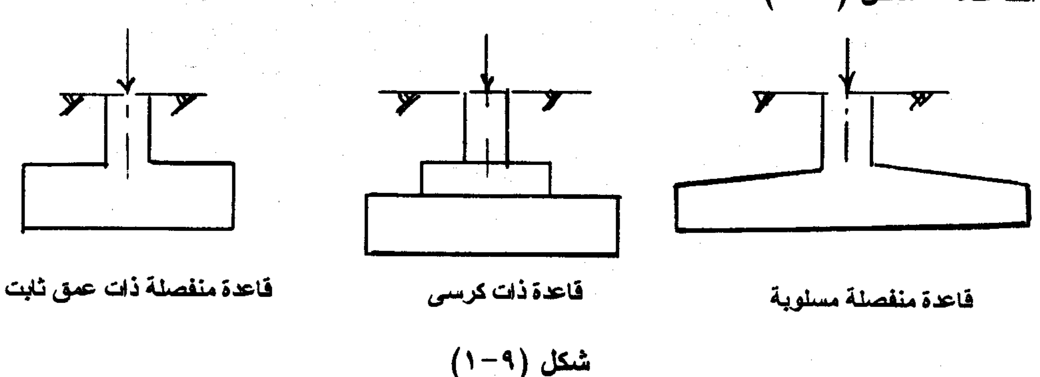


٩-١ مقدمة:

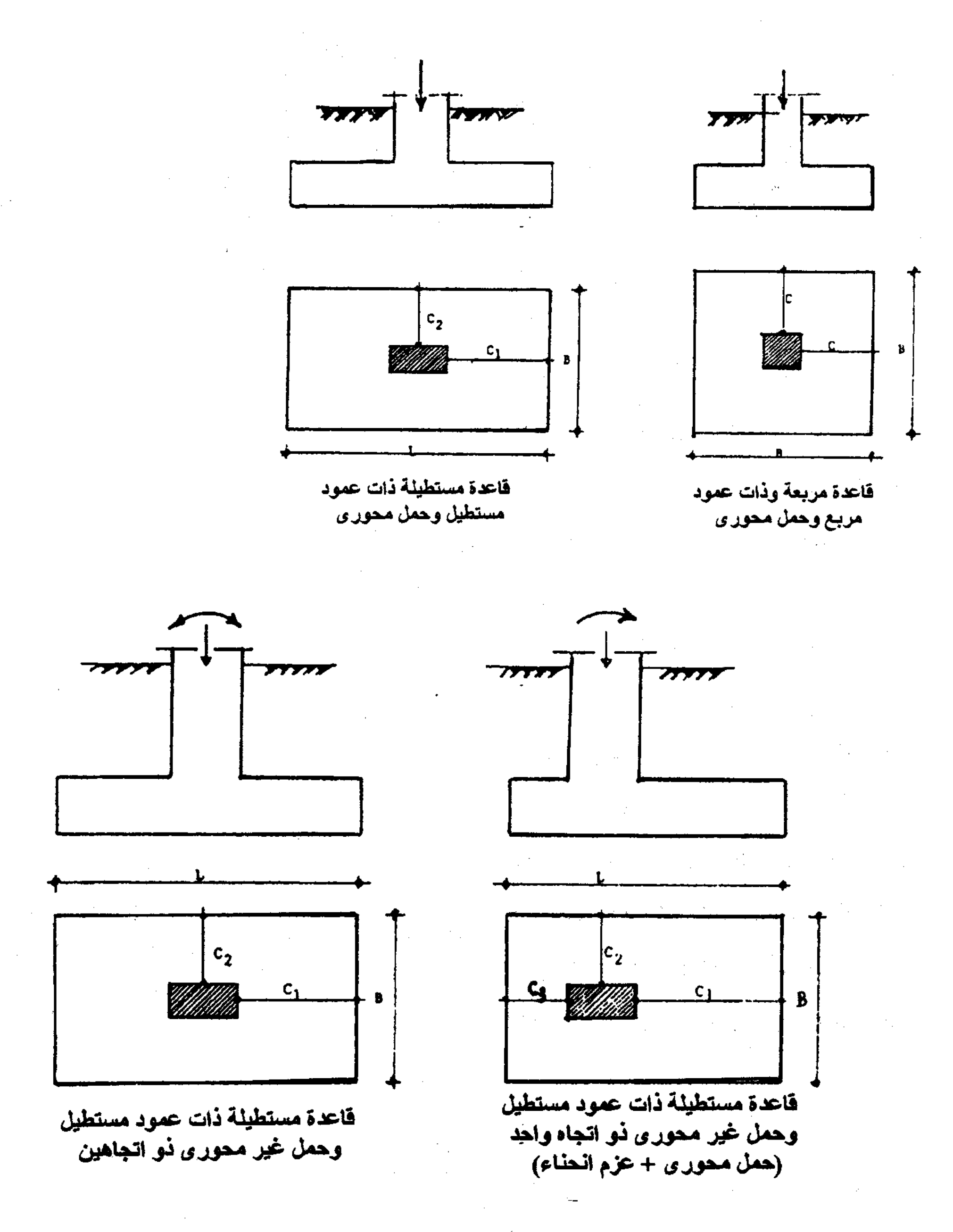
★ يمكن تعريف القواعد المنفصلة بأنها تلك القواعد المستقلة ذات العمود الواحد أو هى باختصار شديد بأنها القاعدة التى ينتقل إليها الحمل عن طريق عمود واحد فقط.

★ وقـد يكـون شكل القاعدة مربعاً أو مستطيلاً حسب شكل العمود حيث عادة ما يكـون الأسـاس مـربعاً فى حالة العمود المربع أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل له أسـاس أو قـاعدة مستطيلة. هذا ويجب التنويه إلى أن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسـات للعمـود المـربع كما أنه يمكن تنفيذ القواعد المنفصلة المستطيلة للأعمدة المـربعة فـى بعض الحالات الضرورية التى لا تصلح فيها القواعد المربعة مع مراعاة تسـاوى الرفرفة (بروز القاعدة المسحة عن العمود) فى الاتجاهين $(C_1 = C_2)$ كما هو مبين فى الشكل (٩-١) حيث أن ذلك يبسط من إجراءات وخطوات الحل والتصميم.

★ هـذا ويجب التنويه إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن يكون عمقها ثابتاً على كـامل أبعاد القاعدة أو غير ثابت (قاعدة مسلوبة) سطحها العلوى مائل أو ذات كراسى للأعمـدة (pedestal column footing) وهذا الأخير يستخدم فى حالة الرغبة لزيادة كل مـن مقاومـة القص الثاقب وزيادة طول الأشاير المطلوبة لنقل الأحمال من العمود إلى القاعدة - شكل (٩-١).



شكل (٩-١)


C
C
B
B
C2
C1
B
L
قاعدة مربعة وذات عمود
مربع وحمل محورى
قاعدة مستطيلة ذات عمود
مستطيل وحمل محورى
L
C2
C3
C1
B
L
C2
C1
B
قاعدة مستطيلة ذات عمود مستطيل
وحمل غير محورى ذو اتجاه واحد
(حمل محورى + عزم انحناء)
قاعدة مستطيلة ذات عمود مستطيل
وحمل غير محورى ذو اتجاهين

تابع شكل (٩-١)

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن تعرض إلى نوعين من الأحمال :

- حمل محورى أو مركزى (يؤثر فى مركز ثقل القاعدة).
- حمــل غــير محورى أو مركزى (حمل لا يؤثر فى مركز ثقل القاعدة) أو بمعنى أصح تعرض القاعدة إلى (حمل محورى + عزم انحناء) وقد يكون عزم الانحناء هذا فى اتجاه واحد أو فى اتجاهين (Reversible moment) كما هو مبين بالشكل (٩-١).

٩-٢ تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل محوري:

٩-٢-١ تصميم القواعد المنفصلة المربعة:

يبيــن الشــكل (٩-٢) كروكى لقاعدة مربعة مسلحة منفصلة مرتكزة على التربة مباشــرة وأن الحمل المنقول إليها من العمود المربع ذو الضلع (b) يقع فى مركزها مع المعطيات التالية :

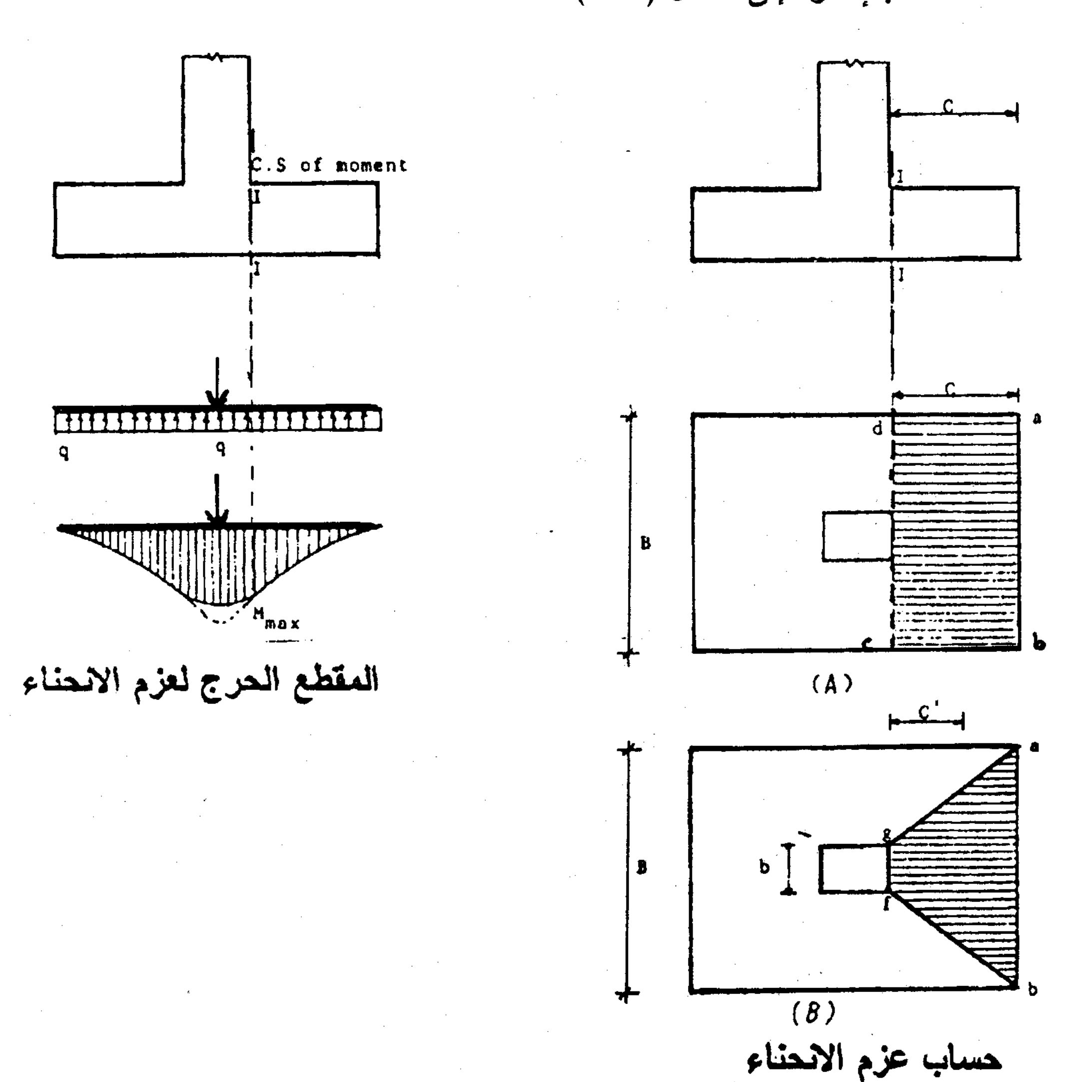
- أقصى حمل تشغيل حتى منسوب سطح الأرض الطبيعية ($P=P_{D.L} + P_{L.L}$) وذلك من حساب الأحمال الواقعة على العمود المتمركز مع القاعدة.
- منسوب وعمق التأسيس (D_f) ms من خواص وتقرير التربة.
- كثافة التربة (γ t/m^3) من طبيعة ونوع التربة.
- جهــد التربة الكلى المسموح به عند منسوب التأسيس (q_{all}) من خواص وتقرير التربة.
- رتــبة ونوعــية حديد التسليح والخرسانة المستخدمة فى تنفيذ القاعدة المسلحة (f_{cu}) ، (f_y) وذلك من نوعية الحديد المستخدم والخرسانة المستخدمة.

والمطلــوب : تصــميم القاعدة المربعة أى إيجاد أبعادها وسمكها وحديد تسليحها لتكون آمنة لمجابهة كافة أنواع الإجهادات المعرضة لها.

خطوات التصميم:

i – باستخدام طريقة المرونة (إجهادات التشغيل):

بالإشارة إلى الشكل (٩-٢).



شكل (٩-٢)

١- يـــتم حســـاب أقصى حمل تشغيل متوقع على التربة عند منسوب التأسيس (P_T) وهـــو يعادل حمل التشغيل عند منسوب سطح الأرض (P) مجموعاً عليه وزن عمود التراب فوقه.

i.e. $P_T = P + \gamma_a D_f . A$ (t)

٢- يتم حساب جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس ($q_{n\,all}$)

$$q_{n\,all} = q_{all} - \gamma_a D_f \quad t/m^2$$

٣- يتم حساب مساحة القاعدة المربعة المطلوبة من المعادلات التالية :

$$A = B^2 = \frac{P_T}{q_{all}} \quad \text{or} \quad \frac{P}{q_{n\,all}}$$

وعليه يتم تعيين عرض القاعدة (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

٤- يتم حساب أقصى إجهاد صافى فعلى واقع على التربة وذلك بدلالة العرض المقرب (B_{actual}) وذلك من المعادلة التالية :

$$q_{n\,all\,soil} = \frac{P}{B^2_{act.}} \quad t/m^2$$

٥- يـــتم تحديـــد القطاعات الحرجة لعزم الانحناء (على وجه العمود) وللقوى القاصـــة على بُعد (d) من وجه العمود، لقوى التماسك (على وجه العمود) وللقـــوى القاصـــة الثاقـــبة على بعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه العمود وكما هو مبين بالشكل (٩-٢).

٦- يتم حساب قيمة عزم الانحناء عند القطاع الحرج (شكل ٩-٢) مع اعتبار القـــاعدة كبلاطة كابولية فى ناحيتى العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل ($q_{n\,all\,soil}$)، هذا وتجدر الإشارة إلى أن قيمة عزم الانحناء حول المقطع الحرج يمكن حسابها على أساس البلاطة الكابولية على شكل مستطيل (a b c d) أو على شكل شبه منحرف (a b g f) حيث :

i.e. $M_{max} = q_{n\,all\,soil} \times A_{a\,b\,c\,d} \times \frac{c}{2}$ (t.m) (على شكل مستطيل)

or $M_{max} = q_{n\,all\,soil} \times A_{a\,b\,g\,f} \times c`$ (t.m) (على شكل شبه منحرف)

حيث (c) : هـــى قيمة رفرفة القاعدة عن العمود بالنسبة للقطاع الحرج $\left[c = \frac{B - b_c}{2}\right]$

، (c`) : هـــى قيمة بُعد مركز ثقل شبه المنحرف (a b g f) عن وجه العمود

، (b_c) : هو عرض العمود

٧- يـــتم حساب قيمة العمق أو السمك المناظر لمقاومة عزم الانحناء (M_{max}) وذلك من المعادلة التالية المعروفة :

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}}$$

حيث (b_{strip}) هو عرض الشريحة المقاومة للعزم وتؤخذ كالآتى :

- حالة المستطيل (a b c d) عرض القاعدة $b_{strip} = B =$
- حالة شبه المنحرف (a b g f) عرض القاعدة $b_{strip} = b_c + 20$

أى عرض العمود (b_c) مضافاً إليه ٢٠ سم.

فـــإذا مـــا طبقـــنا حالة المستطيل حيث ($b_{strip} = B$) فإن ذلك سوف يعطى عمـــق (d_m) للأســـاس صـــغيرة. وإذا ما طبقنا حالة شبه المنحرف حيث ($b_{strip} = b_c + 20$ cm) فإن ذلك سوف يعطى عمق (d_m) للأساس كبير.

هـــذا ويمكـــن اختـــيار عمـــق الأســـاس (d_m) قـــيمة وسط بين القيمتين المناظرتيـــن لحالة المستطيل وشبه المنحرف أو أخذ قيمة (d_m) بأى قيمة مناســـبة لإعطـــاء كميات مناسبة من الخرسانة وحديد التسليح وفى حالة استخدام صلب عالى المقاومة يفضل استخدام ($b_{strip} = B$).

٨- يتم التحقق من أن العمق المحسوب من عزم الانحناء (d_m) كافى لمقاومة إجهاد القص الثاقب (punching shear) وذلك حتى لا يتعدى أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج للقص الثاقب عن أقصى إجهاد مسموح به للقص الثاقب.

$$\text{i.e.} \quad q_{punching} = \frac{Q_{max\,p}}{d_p\, b_o} \le q_{cp\,allowble}$$

حيث $(Q_{max\ p})$: أقصى حمل للقص الثاقب وتساوى

$$Q_{max\ p} = q_{n\ all\ soil}\,[B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

وذلك باعتبار القطاع الحرج للقص الثاقب على بعد (d/2) من وجه العمود

حيث (b_c) هو عرض العمود ، (d_p) هو العمق المناظر للقص الثاقب

، (b_o) هو طول المحيط للقطاع الحرج للقص الثاقب وهو يساوى $4\,(b_c + d_p)$

، $(q_{c\ p\ all})$ هى أقصى إجهاد قص ثاقب مسموح به وهو يعادل ٨,٠٠ كجم/سم٢

$$\therefore \quad \frac{q_{n\ all\ soil}\left[B^2 - (b_c + d_p)^2\right]}{d_p \times 4\,(b_c + d_p)} \le 80 \quad t/m^2$$

حيث المعلوم فى هذه المعادلة كل القيم ما عدا قيمة (d_p) والتى تستنتج من معادلة من الدرجة الثانية.

هذا ولسهولة الحل يمكن اعتبار القطاع الحرج للقص الثاقب على وجه الركيزة حيث العمق (d_p) يكون أكبر من مثيله على بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه الركيزة أى كالآتى:

$$q_{n\ all\ soil} = \frac{\left(B^2 - b_c^2\right)}{4\,d_p\,b_c} \le q_{all\ p} \quad (10\ kg/cm^2)$$

$$\text{i.e.} \quad d_p = \frac{q_{n\ all\ soil}\left[B^2 - b_c^2\right]}{4\,b_c \times q_{all\ p}}$$

٩- يتم التحقق من العمق المطلوب لأشاير العمود (column dowels) وليكن (d_d) وذلك بحيث لا يتعدى إجهاد التماسك لحديد أشاير العمود عن الحد الأقصى المسموح به للتماسك $(q_{b\ all})$ وذلك بفرض أن قوة الضغط القصوى المؤثرة على حديد العمود هى (P_s) وذلك للسيخ الواحد وهى تساوى $(A_{sd} \times f_{s\ all})$ وعليه فإن :

$$\frac{P_s}{\Sigma o\, d_d} = \frac{\Sigma A_{sd} \cdot f_{s\,d\,act}}{\Sigma o \cdot d_d} \le q_{b\ all} \quad (10\ kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad d_d = \frac{\Sigma A_{sd} \cdot f_{s\,d\,act}}{\Sigma o \cdot q_{b\ all}} \ cm$$

حيث (P_s) هى أقصى قوة ضغط واقعة على حديد التسليح للعمود وهى تساوى القوة الكلية الواقعة على العمود المسلح (P) مطروحاً منه القوة المقاومة بالقطاع الخرسانى للعمود $(P_c = A_c \times f_c)$

i.e. $P_s = P - P_c = P - A_c\, f_c$

وهـــى تســـاوى مجمـــوع قـــوى الضغط الواقعة على أسياخ حديد العمود أى مجمـــوع مساحة حديد تسليح العمود × أقصى إجهاد $(\Sigma\ A_{sd}\ .\ f_{s\ act})$ ضغط فعلى واقع على حديد العمود

١٠- يـــتم تحديد العمق الفعلى (d_{act}) للقاعدة وهو أكبر قيمة للأعماق الثلاثة : (d_m) العمـــق الـــلازم لمقاومـــة عزم الانحناء ، (d_p) العمق اللازم للقص الثاقب، (d_d) العمق اللازم لأشاير العمود وبمعلومية هذا العمق (d_{act}) يتم حســـاب قيمة حديد التسليح (μ) المناظرة لقيمة أقصى عزم انحناء سابق (M_{max}) والمحســـوب فـــى الخطـــوة رقم (٦) السابقة وذلك من المعادلة التالية :

$$\because \quad d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow f_c \longrightarrow k_2$$

$$, \quad A_{s\,req} = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = cm^2 \qquad (\nless \mu_{min}\ \&\ \ngtr \mu_{max})$$

١١- يـــتم اختـــيار عدد أسياخ الحديد المناظرة لـــ (A_s) وليكن $(n\ \phi\ /\ strip)$. وبمساحة أكبر من المساحة المطلوبة $(A_{s\ req})$ أى $A_{s\ act} \geq A_{s\ req}$.

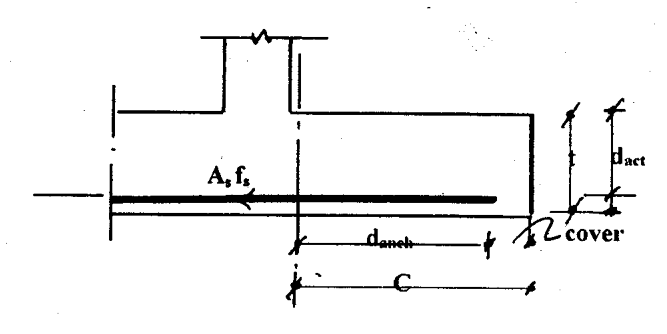
١٢- يـــتم الـــتحقق من قيمة إجهاد التماسك للإنحناء (flexural Bond) للحديد الرئيســـى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج للقاعدة وهو على بُعد (d) من وجه العمود ولتكن (Q_{max}).

$$Q_{max} = q_{n\ all\ soil} \times B \times C$$

$$, \quad q_b = \frac{Q_{max}}{0.87 \times d_{act}\ \Sigma o} \leq q_{b\,all} \quad (10\,kg/cm^2)$$

فإذا لم يتحقق هذا الشرط يتم زيادة (Σo) بالتحكم فى قطر حديد التسليح.

١٣- يـــتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage Bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء وذلك من المعادلة التالية وطبقاً للكروكى التالى شكل (٩-٣) :



شكل (٩-٣)

$$q_b = \frac{A_s\, f_s}{O\, d_{anchorage}} \le q_{b\,all} \quad (10\,kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad d_{anchorage} = \frac{A_s\, f_s}{\Sigma O \cdot q_{b\,all}} \; cm > (c - cover)$$

حيث (A_s) : هى مساحة الحديد الرئيسى المقاوم لعزم الانحناء

، (f_s) : هى قوة إجهاد حديد التسليح

١٤- يـــتم التحقق من أقصى إجهاد قص على عمق القاعدة والمناظر لـــ (d_{act}) وذلك عند القطاع الحرج للقص وهو على قطاع يبعد مسافة قدرها (d_{act}) من وجه الركيزة وذلك من المعادلات التالية :

$$Q_{max\,sh} = q_{n\,all\,soil} \cdot B\,(C - d_{act})$$

$$، \quad q_{max\,sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87\, b\, d_{act}} \le q_{sh\,all} \quad (5\,kg/cm^2)$$

فإذا لم يتحقق ذلك فإنه يجب زيادة عمق القاعدة لمجابهة أى زيادة فى إجهادات القص.

ii- باستخدام طريقة التصميم القصوى للمقاومة:

١- يـــتم حساب مساحة القاعدة المربعة (العادية لو كان سمكها أكبر من ٣٠ سم أو المسلحة) المطلوبة بدلالة أحمال التشغيل ($P_{D.L} + P_{L.L}$)

$$\text{i.e.} \quad A = B^2 = \frac{P_T}{q_{all}} \quad \text{or} \quad \frac{P_{D.L} + P_{L.L}}{q_{n\,all}}$$

ومـــنها يـــتم إيجاد عرض أو طول ضلع القاعدة المربعة (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

٢- يتم حساب قيمة الحمل الأقصى (P_u) وذلك طبقاً للمعادلات التالية :

$P_u = 1.4\, P_{D.L} + 1.6\, P_{L.L}$ (L.L > 0.75 D.L)

or $P_u = 1.5\, (P_{D.L} + P_{L.L})$ (L.L ≤ 0.75 D.L)

٣- يتم حساب قيمة الجهد الأقصى الصافى الواقع على التربة من المعادلة التالية :

$$f_{n\,ult} = \frac{P_u}{B^2} \quad t/m^2$$

٤- يتم تحديد القطاعات الحرجة لكل من عزم الانحناء (على وجه العمود) والقوى القاصة على بُعد (d) من وجه العمود، وقوى التماسك (على وجه العمود) والقوى القاصة الثاقبة على بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه العمود كما ذكرنا سابقاً.

٥- يتم حساب قيمة عزم الانحناء الأقصى عند القطاع الحرج ($M_{u\ max}$) مع اعتبار القاعدة كبلاطة كابولية فى ناحيتى العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل ($f_{n\ ult}$) مع اعتبار البلاطة الكابولية إما على شكل مستطيل (a b c d) أو على شكل شبه منحرف (a b g f) وكما ذكرنا سابقاً (شكل ٩-٢) حيث :

$M_{u\,max} = f_{n\,ult} \times A_{a\,b\,c\,d} \times \frac{c}{2}$ (t.m) على شكل مستطيل

or $M_{u\,max} = f_{n\,ult} \times A_{a\,b\,g\,f} \times C'$ (t.m) على شكل مستطيل

حيث (c) : هى قيمة رفرفة القاعدة من العمود بالنسبة للقطاع الحرج $\left[C = \frac{B - b_c}{2}\right]$

، (c`) : هى قيمة بُعد مركز ثقل شبه المنحرف (a b g f) عن وجه العمود

، (b_c) : هو عرض العمود

٦- يتم حساب قيمة العمق أو السمك المناظر لمقاومة عزم الانحناء الأقصى ($M_{u\ max}$) وذلك من معادلات التصميم الحدى لمقاومة القطاعات الخرسانية وهى :

$$d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b_{strip}}} = 0.4 \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b_{strip}}} \qquad (ku = 0.3 - 0.5)$$

حيث (b_{strip}) : هو عرض الشريحة المقاومة للعزم وتؤخذ كالآتى :

- حالـــة المســـتطيل (a b c d) عـــرض الشريحة = عرض القاعدة $b_{strip} = B =$
- حالة شبه المنحرف (a b g f) عرض الشريحة = $b_{strip} = b_c + 20$ أى عرض العمود (b_c) مضافاً إليه ٢٠ سم.

هـــذا وتجـــدر الإشارة إلى أنه يمكن اعتبار عمق الأساس (d_m) قيمة وسط بين القيمتين المناظرتين لحالة المستطيل وشبه المنحرف أو أخذ قيمة (d_m) بأى قيمة مناســـبة لإعطاء كميات مناسبة من الخرسانة وحديد التسليح وفى حالة استخدام صلب عالى المقاومة يفضل استخدام $(b_{strip} = B)$.

٧- يـــتم الـــتحقق من أن العمق المحسوب لمقاومة عزم الانحناء (d_m) كافى لمجابهـــة أقصـــى إجهادات للقص الثاقب (Ultimate Punching Shear) وذلـــك حـــتى لا يـــتعدى أقص إجهاد قص ثاقب واقع على القطاع الحرج للقص الثاقب عن القيمة القصوى لإجهاد القص الثاقب والتى تتوقف على رتبة ومقاومة الخرسانة وأبعاد العمود.

$$\text{i.e.} \qquad q_{u\,punching} = \frac{Q_{u\,max\,p}}{d_p\, b_o} \le q_{cu\,p}$$

حيث $(Q_{u\,max\,p})$: هى أقصى قوة قص ثاقبة عند القطاع الحرج وباعتبار القطاع الحرج للقص على بُعد $\left(\frac{d_p}{2}\right)$ من وجه العمود

$$\therefore \qquad Q_{u\,max\,p} = f_{n\,ult}\,[B^2 - (b_c + d_p)^2]$$

حيث (b_c) : هو عرض العمود

، (d_p) : هو العمق المناظر للقص الثاقب

، (b_o) : هـــو طـــول المحـــيط للقطـــاع الحـــرج للقص الثاقب وهو يساوى $4\,(b_c + d_p)$

، (q_{cup}) : هـــى قـــيمة المقاومة القصوى للقص الثاقب لرتبة الخرسانة وهى تعادل $\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$ أى حوالى ١٢,٠٠ كجم/سم٢ لرتبة الخرسانة ما بين ٢٠٠ ، ٢٢٥ كجم/سم٢

$$\therefore \quad \frac{f_{nut}\left[B^2 - \left(b_c + d_p\right)^2\right]}{d_p \times 4\left(b_c + d_p\right)} \le 120 \ \ t/m^2$$

حيــث المعلــوم فى هذه المعادلة كل القيم ما عدا قيمة (d_p) والتى تستنتج بحل المعادلة من الدرجة الثانية.

هــذا أيضاً لسهولة الحل يمكن اعتبار أن القطاع الحرج للقص على وجه الركيزة وهذا فى جانب الأمان.

$$\text{i.e.} \quad f_{nut}\frac{\left[B_2 - b_c^{\,2}\right]}{4\, d_p\, b_c} \le 120 \ \ t/m^2$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{f_{n\,ult}\left[B^2 - b_c^{\,2}\right]}{4\, b_c \times 120} \quad (ms)$$

٨- يتم التحقق من العمق المطلوب لأشاير العمود (Column dowels) وليكن (d_d) وذلــك بحيث لا يتعدى أقصى إجهاد تماسك لحديد أشاير العمود عن أقصى إجهاد تماسك بين حديد التسليح والخرسانة (q_{cub}) وذلك بغرض أن قــوة الضغط القصوى المؤثرة على حديد التسليح هى (P_{us}) وهى تساوى $(A_{sd} \times f_{sy} / \gamma_s)$ وذلك للسيخ الواحد وعليه فإن :

$$\frac{P_{us}}{\Sigma o\, d_d} = \frac{\Sigma A_{sd} \cdot f_{sy} / \gamma_s}{\Sigma o \,.\, d_d} \le q_{cub} \quad \left(0.95\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}\ (10 - 12 \ \ kg/cm^2)\right)$$

$$\text{i.e.} \quad d_d = \frac{\Sigma A_{sd} \cdot f_{sy} / \gamma_s}{\Sigma o \times q_{cub}} \quad (cm)$$

٩- يــتم تحديــد العمق الفعلى للقاعدة (d_{act}) وهى أكبر قيمة للأعماق الثلاثة السابقة (d_m) ، (d_p) ، (d_d) وبمعلومية هذا العمق (d_{act}) يتم حساب قيمة حديــد التســليح (μ) المــناظرة لأقصــى قــيمة لعزم الانحناء $(M_{u\ max})$ والمحسوب طبقاً للمعادلة التالية :

$$d_{act} = k_u \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b_{strip}}} \longrightarrow k_u$$

وبمعلومية (k_u) يتم إيجاد قيمة نسبة حديد التسليح الرئيسى (μ) وذلك باستخدام المنحنيات (C) ، (D) والخاصة بالتصميم الحدى للمقاومة (شكل مرفقات) وبحيث

لا تقــل هذه النسبة عن الحد الأدنى المسموح به لنسب حديد التسليح (μ_{min}) ولا تـــزيد عـــن الحد الأقصى لها (μ_{max}) وذلك حسب القيم المعطاة والمناظرة لرتبة حديد التسليح المستخدم (f_y).

١٠- يــتم اختـــيار قطر حديد التسليح المستخدم وبالتالى عدد الأسياخ المناظرة لمســاحة حديد التسليح ($A_s = \mu \times B \,.\, d_{act}$) وليكن ($n\ \phi$) وبمساحة أكبر من المساحة المطلوبة ($A_{s\ req}$) i.e. $A_{s\ act} \geq A_{s\ req.}$ وبحيث لا يقل عن ٥ ϕ ١٣ /مَ.

١١- يــتم التحقق من قيمة أقصى إجهاد تماسك للإنحناء (Ultimate flexural Bond) للحديد الرئيسى وذلك بحساب أقصى قيمة لإجهاد التماسك مناظرة لأقصـــى قــوة قص عند القطاع الحرج للقص وهو على بُعد (d) من وجه العمود ولتكن ($Q_{u\ max}$).

i.e. $$q_{ub} = \frac{Q_{ub}}{\Sigma o \,.\, d_{act}} \leq q_{cbu} = 0.95\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (10-12\ \ kg/cm^2)$$

where $$Q_{ub} = Q_{u\ max} = f_{n\ ult\ soil} \times A_{a\ b\ c\ d} \quad (t)$$

وذلك بفرض البلاطة الكابولية على شكل مستطيل

، $$Q_{ub} = Q_{u\ max} = f_{n\ ult\ soil} \times A_{a\ b\ g\ f}$$

وذلك بفرض البلاطة الكابولية على شكل منحرف

، (Σo) : هــو مجموع محيط الأسياخ الرئيسة المقاومة لأقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج

، (d_{act}) : هو عمق القاعدة الحقيقى الذى قاوم كل من الإجهادات السابقة فى الخطوات السابقة

فــإذا لــم يــتحقق هذا الشرط يجب إما زيادة العمق (d_{act}) أو زيادة عدد الأسياخ بتقليل القطر بشرط ألا يقل عن ϕ ١٣ مم.

١٢- يــتم الــتحقق مــن قيمة قوة تماسك الرباط (Anchorage Bond) لحديد التســليح الرئيســى عــند القطاع الحرج لعزم الانحناء الأقصى وذلك من المعادلة التالية:

$$q_{ub} = \frac{A_s\, f_y / \gamma_s}{\Sigma o \,.\, d_{anchorage}} \leq q_{cbu} = 0.98 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (10 - 12 \ \text{kg/cm}^2)$$

$$\text{i.e.} \quad d_{anchorage} = \frac{A_s\, f_y / \gamma_s}{\Sigma o \,.\, q_{cbu}} \ \text{cm} > (c - \text{cover})$$

فــإذا تعــدت يجــب زيـــادة عمق القاعدة وذلك لتلافى الانـهيار بالتماسك للحديد الرئيسى

حيث (A_s) : هـــى مســاحة الحديـــد الرئيســـى المقـــاوم لعزم الانحناء الأقصى ($M_{u\ max}$).

، $\gamma_s = 1.15$

، (f_y) : هى إجهاد الخضوع لحديد التسليح الرئيسى المستخدم

، (q_{cbu}) : هو أقصى إجهاد تماسك لنوعية الخرسانة المستخدمة

١٣- يـــتم الـــتحقق مـــن أقصى إجهاد قص على عمق القاعدة والمناظر للعمق (d_{act}) وذلــك عــند القطـــاع الحرج للقص وهو القطاع الذى يبعد مسافة قدرها (d_{act}) من وجه العمود أو الركيزة وذلك من المعادلات التالية :

$$Q_{u\ shear} = f_{n\ ult\ soil} \,.\, B \ (c - d_{act})$$

$$، \quad q_{u\ shear} = \frac{Q_{u\ shear}}{b\, d_{act}} \leq q_{cu} \quad (6\ \text{kg}/\text{cm}^2)$$

فـــإذا لـــم يتحقق هذا الشرط فإنه يجب زيادة عمق القاعدة لمجابهة أى زيادة فى إجهادات القص الأقصى الواقع على الخرسانة.

<u>مثال:</u>

المطلـــوب تصـــميم القاعدة المسلحة المربعة وذلك لعمود محورى أبعاده ٤٠×٤٠ ســـم ومســـلح بعـــدد ٨ ϕ ١٦ مم ومحمل بحمل تشغيلى كلى ٨٠ طن.
الإجهاد الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس ($q_{n\ all} = 1.0\ \text{kg/cm}^2$)
وحديـــد التســـليح رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة العادية رتبة C 150 والمسلحة رتبة C 200.

الحل:

أ) باستخدام طريقة التصميم المرن:

- بفرض القاعدة المسلحة ترتكز على قاعدة عادية وحيث أن جهد التربة الصافى المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١٠ طن/م٢ إذن يمكن إيجاد مساحة القاعدة العادية بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة قيمة هذا الجهد المسموح به.

أى أن مساحة القاعدة العادية تعادل =

i.e. $A_{\text{plain concrete}} = \dfrac{P_{\text{working}}}{q_{\text{n all}}}$

$= \dfrac{80}{10} = 8.0 \ \ m^2$

وحيث أن العمود مربع فإن القاعدة تكون مربعة أيضاً مثل القاعدة المسلحة المطلوبة.

∴ عرض القاعدة العادية يعادل :

$\therefore \quad B = \sqrt{A} = \sqrt{8} = 2.83 \ \ m$

تؤخذ ثلاثة متر

i.e. $B_{\text{plain}} = 3.0$ ms

أى الإجهاد الصافى الفعلى الواقع على التربة يعادل $\dfrac{80}{3 \times 3} = 0.88$ كجم/سم٢ وهو أقل من الواحد كجم/سم٢

- ولإيجاد سمك القاعدة العادية (t) يتم فرض قيمة بروز العادية عن المسلحة وليكن ٤٠ سم i.e. $C_{\text{plain}} = 40$ cm وبدلالة العلاقة بين البروز (c) والسمك (t) يمكن إيجاد هذا السمك وحيث أنه من الجدول (٧-١٢) فإنه لجهد تربة يعادل ١,٠٠ كجم/سم٢ فإن :

$C = 1.15\, t \qquad \therefore \qquad 40 = 1.15\, t \longrightarrow t = \dfrac{40}{1.15} = 35 \ \ cm$

أى أن سمك العادية يؤخذ ٣٥ سم وبروزها يعادل ٤٠ سم وهى فعالة فى هذه الحالة حيث سمكها أكبر من ٣٠ سم.

- بمعلومية بروز العادية يتم إيجاد مساحة القاعدة المسلحة.

∴ مساحة القاعدة المسلحة $(B_p - 2\,c)^2 = (A_{R.C})$

وأن طول ضلع القاعدة المسلحة يعادل $(B_{R.C}) = (3.0 - 2 \times 0.4) =$ ٢,٢٠ متر

- لإيجـــاد سمك القاعدة المسلحة يتم إيجاد قيمة إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة والتحقق منه بشرط ألا يزيد عن ٥,٠٠ كجم/سم٢.

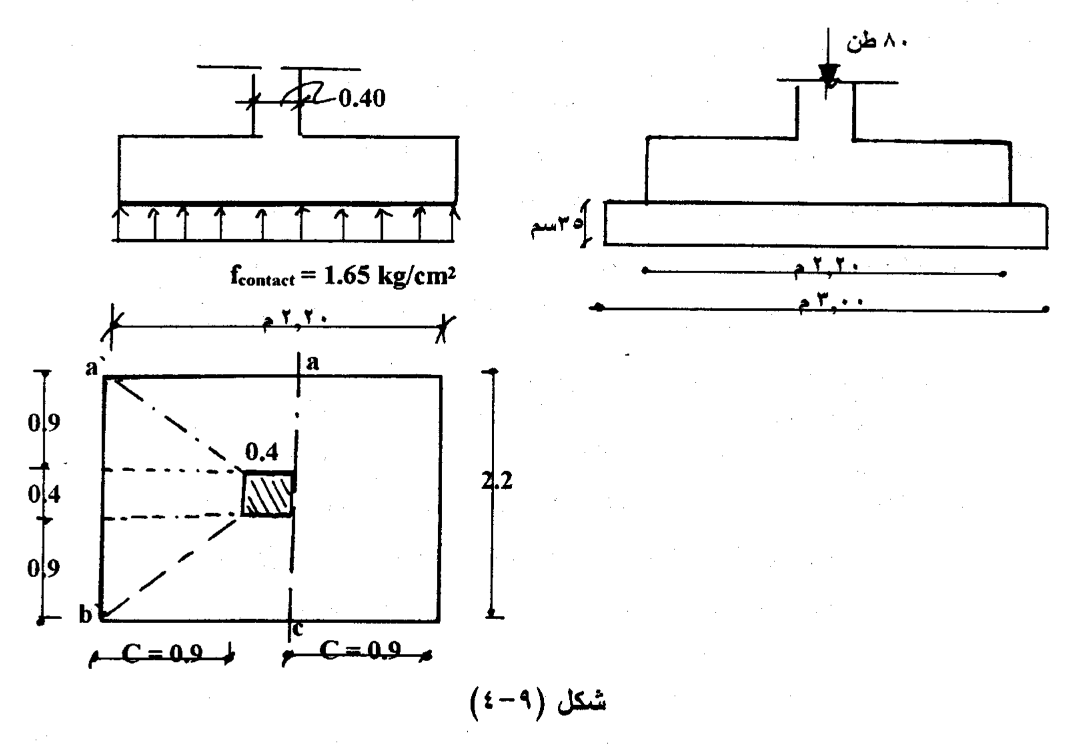
∴ قيمة إجهاد التلامس

$$\therefore \quad f_{contact} = \frac{P}{A_{R.C}} = \frac{80}{(2.2)^2} = 16.53 \ t/m^2$$

وهـــى قـــيمة تعادل ١,٦٥ كجم/سم٢ وهى أقل من ٥,٠٠ كجم/سم٢ ∴ مساحة القاعدة المسلحة آمنة.

- وبمعلومـــية إجهـــاد التلامس يمكن تصميم وإيجاد سمك القاعدة المسلحة لمجابهـــة جمـــيع أنواع الإجهادات المتولدة على القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء والقص والقص الثاقب والتماسك .... الخ.

- بالنســـبة لمقاومـــة عزم الانحناء يتم حساب قيمة أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو وجه العمود وذلك باعتبار القاعدة كبلاطة كابولية على شكل مستطيل أو شبه منحرف من ناحيتى العمود ومعرضة إلى ضغط من أسفل إلى أعلى يعادل $(f_{contact})$ كما هو مبين بالشكل (٩-٤).



شكل (٩-٤)

البلاطة كابولية على شكل مستطيل :

$$\therefore \quad M_{max} = f_{contact} \times A_{a\,b\,c\,d} \times \frac{c}{2}$$

$$= 16.5 \times 2.2 \times 0.9 \times \frac{(0.9)^2}{2} = 14.70 \quad m.t$$

البلاطة كابولية على شكل شبه منحرف :

$$\therefore \quad M_{max} = f_{contact} \times A_{a\,b\,g\,f} \cdot c`$$

$$= 16.5\left[2 \times \frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.9 \times \frac{2}{3} \times 0.9 + 0.4 \times 0.9 \times \frac{0.9}{2}\right]$$

$$= 10.69 \quad m.t$$

- يـــتم إيجـــاد ســمك القاعدة لمقاومة كل من عزوم الانحناء السابقة (d_m) حيث:

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}}$$

فى حالة المستطيل تؤخذ $b_{strip} = B = 2.2$ m

$$\therefore \quad d_m = 0.361 \sqrt{\frac{14.7 \times 10^5}{220}} = 29.5 \quad cm$$

فى حالة شبه المنحرف تؤخذ $b_{strip} = b_c + 20$ cm

i.e. $b_{strip} = 40 + 20 = 60$ cm

$$\therefore \quad d_m = 0.361 \sqrt{\frac{10.69 \times 10^5}{60}} = 48.2 \quad cm$$

وواضح أن قيمة (d_m) لحالة شبه المنحرف أكبر من تلك لحالة المستطيل

∴ يتم أخذ متوسط القيمتين لـــ (d_m)

i.e. take $d_m = \dfrac{29.5 + 48.2}{2} = 39.0$ cm

take $t = 45$ cm ، $d_{m\,act} = 39.0$ cm

- يتم التحقق من أن العمق المحسوب من عزم الانحناء (d_m) كافى لمجابهة جمـــيع أنواع الإجهادات الخاصة بمقاومة القص الثاقب والقص المصاحب لعزم الانحناء والتماسك والرباط ..... الخ.

- بالنسبة لمقاومة القص الثاقب يجب ألا يتعدى أقصى إجهاد قص ثاقب عند القطـاع الحرج (على بُعد $\frac{d}{2}$ من وجه العمود) القيمة المسموح بها للقص الثاقب.

i.e. $$q_{punching} = \frac{Q_{max\ punching}}{d_p \ b_o} \le q_{cp\ all} \quad (8\ kg/cm^2)$$

$\because$ $Q_{max\ punching} = f_{contact}\,[B^2 - (b_c + d_p)^2]$

، $b_o = 4\,(b_c + d_p)$

$$\therefore \quad \frac{f_{contact}\left[B^2 - (b_c + d_p)^2\right]}{d_p \times 4\left[b_c + d_p\right]} \le 80$$

$$\therefore \quad \frac{16.5\left[(2.2)^2 - (0.4 + d_p)^2\right]}{d_p \times 4\,(0.4 + d_p)} \le 80$$

وهى معادلة درجة ثانية فى (d_p)

i.e. $79.86 - 2.64 - 16.5\, d_p^2 - 13.2\, d_p = 128\, d_p + 320\, d_p^2$

$\therefore$ $336.5\, d_p^2 + 141.2\, d_p - 77.26 = 0$

$\therefore$ $d_p^2 + 0.42\, d_p - 0.23 = 0$

$$\therefore \quad d_p = \frac{-0.42}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(0.42)^2 + 4 \times 0.23}$$

$$= -0.21 \pm 0.52 = 0.31\ m < d_m \quad (o.k)$$

هذا ولتسهيل الحل وإعطاء قيمة أكبر لـــ (d_p) فإنه يتم أخذ القطاع الحرج على وجه الركيزة للقص.

i.e. $$f_{contact} = \frac{\left[B^2 - b_c^2\right]}{4\, d_p \ b_c} \le q_{cp} \quad (10\ kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad \frac{16.5\left[(2.2)^2 - (0.4)^2\right]}{4\, d_p \times 0.4} \le 100$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{16.5 \times 4.68}{4 \times 100 \times 0.4} = 48.3\ cm$$

$\therefore$ يتم أخذ $d = 48\ cm$ والعمق الكلى للقاعدة يعادل ٥٥ سم

- يـــتم الـــتحقق مـــن العمـــق المطلوب لأشاير العمود (Column dowels) وليكـــن (d_d) يـــتم حساب القوة المقاومة بحديد تسليح العمود وليكن (P_s)

وهـــى تعـــادل القـــوة الكلية مطروحاً منها القوة المقاومة بالخرسانة أى .$(P_s = P - P_c)$

$\because \quad P_c = A_c \; f_{c\,all\,comp.} = 40 \times 40 \times 45 = 72 \;\; ton$

$\therefore \quad P_s = 80 - 72 = 8 \;\; ton$

$\because \quad q_b = \frac{P_s}{\Sigma o \, . \, d_d} \leq q_{b\,all} \;\; (10 \;\; kg/cm^2)$

$\Sigma o = \pi \times 8 \times 1.6 = 40.2 \;\; cm$ مجموع محيط أسياخ العمود

$\therefore \quad \frac{8 \times 10^3}{40.2 \times d_d} \leq 10 \longrightarrow d_d = 19.9 \;\; cm \;\; < 48 \;\; cm \quad (o.k) \;\; safe$

- يـــتم حســـاب مساحة الحديد اللازمة لمقاومة أقصى عزم انحناء مع عمق القاعدة يعادل ٥٥ سم.

$\because \quad d_{act} = 50 \; cm$

$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b_{strip}}}$

$\therefore \quad 50 = k_1 \sqrt{\frac{14.7 \times 10^5}{60}} \longrightarrow k_1 = 0.32 \longrightarrow \alpha = 0 \longrightarrow k_2 = 1220$

$\therefore \quad A_{s\,req} = \frac{M_{max}}{k_2 \;\; d_{act}} = \frac{14.7 \times 10^5}{1220 \times 50} = 24.1 \;\; cm^2$

take $19 \, \phi \, 13$ ms / 220 cm

check $\quad \mu_{act} \,\% = \frac{25.08}{220 \times 50} = 0.228\,\% \; < \; 0.25\,\%$

$A_{s\,min} \not< 1.3 \;\; A_{s\,req} = 1.3 \times 24.1 = 31.33 \;\; cm^2$

or $\quad \mu_{min} \not< 0.25 \;\%$ for mild steel $\longrightarrow A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 220 \times 50 = 27.5 \;\; cm^2$

i.e. $\quad$ take $A_{s\,act} = 16 \, \phi \, 16 \; mm \; (32.0 \; cm^2) > A_{s\,min}$ (o.k)

أى يـــتم توزيـــع الـــ ١٦ سيخ قطر ١٦ مم على عرض القاعدة وهو ٢٢٠ سم بواقع ٧,٣ ϕ ١٦ /مَ فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

- يـــتم التحقق بعد ذلك من قيمة إجهاد التماسك للإنحناء (flexural bond) للحديـــد الرئيســـى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج لعزم الانحناء وهو على وجه العمود ولتكن (Q_{max}).

$\therefore \quad Q_{max\,b} = f_{contact} \times B \times C$

$= 16.5 \times 2.2\,(0.95) = 34.49\ (t)$

$\because \quad q_{bond} = \dfrac{Q_{max}}{0.87\,\Sigma o\ d_{act}} \le q_{b\,all} \quad (10\ kg/cm^2)$

$\therefore \quad \dfrac{34.49 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 16 \times 50} = 9.86\ kg/cm^2 < 10\ kg/cm^2$

(o.k) safe

- يـتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء وطبقاً للكروكى التالى :

$\therefore \quad q_b = \dfrac{A_s\ f_s}{o\,d_{anchorage}} \le q_{b\,all} \quad (10\ kg/cm^2)$

$\therefore \quad d_{anchorage} = \dfrac{2.0 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 55.7\ cm$

ويجـب ألا يزيد هذا الطول عن (c-cover) أى عن (0.95 - 0.05) أى عن ٩٠ سم.

- يـتم التحقق من أقصى إجهاد قص واقع على القطاع الحرج لقوى القص المصـاحبة لعـزوم الانحناء وهو على بُعد (d) من وجه العمود بشرط ألا تـتعدى قـيمة هـذه الإجهـادات عـن أقصى إجهادات قص مسموح بها للخرسانة.

i.e. $\quad q_{max\,sh} = \dfrac{Q_{max\,sh}}{0.87\,b\,d_{act}} \le q_{s\,all} \quad (5\,kg/cm^2)$

وذلك بفرض قطاع وسمك القاعدة ثابت على كامل عرضها وطولها.

$\because \quad Q_{u\,max\,sh} = f_{contact} \times B\,(c - d_{act}) = 16.5 \times 2.2\,(0.95 - 0.4) = 16.34\ t$

$\therefore \quad Q_{max\,sh} = \dfrac{16.34 \times 10^3}{0.87 \times 220 \times 50} = 1.71\ kg/cm^2 < 5.0$ (o.k) safe

أى أن عمـق القاعدة الكلى وهو ٥٥ سم وبتسليح ١٦ φ ١٦ مم موزعة علـى كـامل العـرض وهـو ٢٢٠ سم كافى وآمن لمقاومة جميع أنواع الإجهادات المتولدة والمؤثرة على القاعدة المسلحة.

ب) باستخدام طريقة التصميم القصوى للمقاومة:

- بفرض أن أقصى جهد للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ٢,٠٠ طن/م٢ وبفرض أن الحمل الحى أقل من ٠,٧٥ قيمة الحمل الميت إذن يمكن التعامل مع القاعدة العادية على أساس أنها معرضة إلى حمل أقصى قدره (P_u) عند منسوب التأسيس قدره

$$P_u = 1.5\ (P_{D.L} + P_{L.L}) = 1.5\ \ P_{working}$$
$$= 1.5 \times 80 = 120\ \ t$$

أى أن مساحة القاعدة العادية تعادل $\frac{P_u}{q_{u\,soil}} = \frac{120}{20} =$ ٦,٠٠ متر٢

وحيث أن العمود مربع فإن القاعدة تكون مربعة أيضاً وبعرض يعادل $B_{plain} = \sqrt{6}$

i.e. $B_{plain} = 2.45\ m \longrightarrow$ take 2.50 m

- لإيجاد سمك القاعدة العادية (t) يتم فرض بروز العادية وليكن ٤٠ سم $(C_{plain} = 40\ cm)$ وبدلالة العلاقة بين البروز (c) والسمك (t) يمكن إيجاد هذا السمك حيث :

$$C = 1.15\ t \longrightarrow \therefore \quad 40 = 1.15\ t \longrightarrow t = 35\ cm$$

حيث سمكها أكبر من ٣٠ سم فهى فعالة

- وبمعلومية بروز العادية إذن يتم إيجاد مساحة القاعدة المسلحة.

$$\therefore \quad (B_{pl} - 2\ c)^2 = A_{R.C}$$

أى طول ضلع القاعدة المسلحة يعادل $(B_{p\ell} - 2 \times 0.4) =$ ١,٧٠ متر.

- ولإيجاد سمك القاعدة المسلحة يتم إيجاد قيمة إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة بشرط ألا يزيد عن مقاومة الارتكاز لنوعية الخرسانة العادية.

i.e. $f_{contact} = \frac{P_u}{Q_{R.C}} = \frac{120}{(1.7)^2} = 41.5\ \ t/m^2 \ngtr f_{cu\,bearing}$

$$f_{cu\,bearing} = 0.67\sqrt{\frac{A_{p\ell}}{A_{R.C}}} \cdot \frac{f_{cu}}{\gamma_c} = 0.67\sqrt{\frac{(2.5)}{(1.7)}} \times \frac{180}{1.5} = 97.5\ \ kg/cm^2$$

i.e. $f_{contact} < f_{cu\,bearing}$ (o.k)

- يتم حساب أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج على وجه العمود باعتبار القاعدة بلاطة كابولية على شكل مستطيل.

$$M_{u\,max} = f_{contact} \times A_{a\,b\,c\,d} \times \frac{c}{2}$$

$$c = \left(\frac{B - b_c}{2}\right) = \frac{1.7 - 0.4}{2} = 0.65 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad M_{u\,max} = 41.5 \times 1.7 \times 0.65 \times \frac{(0.65)}{2} = 14.9 \text{ m.t}$$

وباعتبار القاعدة بلاطة على شكل شبه منحرف

$$\therefore \quad M_{u\,max} = f_{contact} \times A_{a\,b\,g\,f} \cdot c`$$

$$= 41.5\left[2 \times \frac{1}{2} \times 0.65 \times 0.65 \times \frac{2}{3} \times 0.65 + 0.4 \times 0.65 \times \frac{0.65}{2}\right]$$

$$= 11.1 \text{ m.t}$$

1.7 | 0.65 | 0.40 | 0.65 | 0.4

- يتم إيجاد سمك القاعدة لمقاومة عزوم الانحناء السابقة (d_m).

$$\because \quad d_m = k_u \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{b_{strip}}} = 0.4\sqrt{\frac{14.9 \times 10^5}{220}} = 33 \text{ cm}$$

أى على أساس كابولى مستطيل

وعلى أساس كابولى شبه منحرف

$$\text{or} \quad d_m = 0.4\sqrt{\frac{11.1 \times 10^5}{60}} = 54 \text{ cm}$$

وواضح أيضاً أن قيمة (d_m) على أساس شبه منحرف أكبر من نظيرتها على شكل مستطيل لذلك نأخذ متوسط القيمتين لتمثلا قيمة فرضية لعمق القاعدة.

$$\text{i.e.} \quad \text{take} \quad d_m = \frac{54 + 33}{2} = 43.5 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 44 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow t = 50 \text{ cm}$$

- يتم التحقق من أن العمق المناظر لمقاومة عزم الانحناء الأقصى ($M_{u\ max}$) كافى لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المتولدة على القاعدة من قص ثاقب وتماسك و ..... الخ.

- **بالنسبة للقص الثاقب:**

$$q_{u\,punching} = \frac{Q_{u\,max\,punching}}{d_p\ b_o} \le q_{cup.}$$

حيث $(Q_{u\ max\ punch})$ هى أقصى قوة قص ثاقب عند القطاع الحرج على بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجه الركيزة وباعتبار القطاع الحرج على بُعد $\left(\frac{d_p}{2}\right)$ وجه العمود.

$\therefore \quad Q_{u\,max\,punching} = f_{u\,contact}\,[B^2 - (b_c + d_p)^2]$

$B = 1.7 \ \text{ms} \quad , \quad b_c = 0.4 \ \text{ms}$

$, \quad b_o = 4\,(b_c + d_p) = 4\,(0.4 + d_p) = 1.6 + 4\,d_p$

$, \quad q_{cup} = \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \cong 12 \ \ \text{kg/cm}^2$

$\therefore \quad Q_{u\,max\,punching} = 41.5\,[(1.7)^2 - (0.4 - dp)^2] =$

$\therefore \quad \frac{41.5\left[(1.7)^2 - (0.4 + d_p)^2\right]}{d_p \times (1.6 + 4\,d_p)} \le 120$

$(1.7)^2 - 0.16 - 0.8\,d_p - d_p^{\,2} = 4.63\,d_p + 11.57\,d_p^{\,2}$

$\therefore \quad d_p^{\,2} + 0.43\,d_p - 0.217 = 0$

$\therefore \quad d_p = \frac{-0.43}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(0.43)^2 + 4 \times 0.217} = -0.22 \pm 0.51 = 0.29 \ \ \text{ms}$

$\therefore \quad d_p < d_m$

هـــذا ولتسهيل الحل وإعطاء قيمة أكبر لـــ (d_p) فإنه يتم أخذ القطاع الحرج على وجه الركيزة.

$\therefore \quad f_{contact}\,\frac{\left[B^2 - b_c^{\,2}\right]}{4\,d_p\,b_c} \le q_{ucp} \quad (120 \ \ \text{t/m}^2)$

$\therefore \quad \frac{41.5\left[(1.7)^2 - (0.4)^2\right]}{4 \times d_p \times 0.4} \le 120$

$\therefore \quad d_p = \frac{41.5 \times 2.73}{120 \times 4 \times 0.4} = 0.59 \ \ \text{ms} \ = 59 \ \ \text{cm}$

$\therefore$ يتم أخذ $d_p = 60$ cm والعمق الكلى يعادل ٦٥ سم.

- يتم التحقق من العمق المطلوب لأشاير العمود (Column dowels) وليكن (d_d) وبحيث لا يتعدى أقصى إجهاد تماسك لحديد أشاير العمود عن أقصى إجهـــاد تماســـك واقع على هذه الأشاير، وبفرض أن قوة الضغط المؤثرة

علــى حديد العمود هى (P_{us}) وهى تساوى ($\Sigma A_{sd} \times f_{sy} / \gamma_s$) وعليه حيث ($\gamma_s = 1.15$) فإن :

$$\frac{P_{us}}{\Sigma o \times d_d} = \frac{\Sigma\, 0.87\, A_{sd} \cdot f_{ys}}{\Sigma o \times d_d} \le q_{cub} \;\; (10-12 \;\; kg/cm^2)$$

i.e. $$d_d = \frac{0.87\, \Sigma A_{sd} \cdot f_{ys} / \gamma_s}{\Sigma o \times q_{cub}} = \frac{0.87 \times (8 \times 2) \times 2400}{3.14 \times 1.6 \times 8 \times 11.0} = 75.6 \;\; cm$$

> 60 cm

∴ فــى هــذه الحالـــة يــتم إيجاد القوى القصوى الواقعة على الحديد بالفعل ($P_{us\ act}$) وذلك بطرح قيمة (P_{uc}) من (P_u) حيث :

$$P_{uc} = 0.35\, A_{cc} \cdot f_{cu} = 0.35 \times 40 \times 40 \times 200 = 112 \;\; ton$$

$$\therefore \quad P_{us} = P_u - P_{uc} = 120 - 112 = 8.0 \;\; ton$$

$$\therefore \quad d_d = \frac{P_{us}}{\Sigma o \times q_{cub}} = \frac{8.0 \times 10^3}{3.14 \times 1.6 \times 8 \times 11.0} = 18 \;\; cm \;\; < 58.2 \;\; < 60 \; cm$$

(o.k)

- يــتم تحديـــد العمق الفعلى للقاعدة وهو أكبر قيمة لكل من (d_m) ، (d_d) ، (d_p) أى يؤخذ ٦٠ سم والعمق الكلى ٦٥ سم كما ذكرنا سابقاً.
- يــتم إيجــاد كمــية الحديــد المــناظرة للعمق الفعلى (٦٠ سم) وذلك من المعادلة:

$$\therefore \quad d = c_1 \sqrt{\frac{M_{u\,max}}{f_{cu} \cdot b_{strip}}}$$

$$\therefore \quad 60 = c_1 \sqrt{\frac{14.9 \times 10^5}{200 \times 60}} \longrightarrow c_1 = 5.39 \longrightarrow c/d = c/d \; min$$

من منحنيات التصميم الأقصى للانحناء

$$\therefore \quad j = 0.826$$

$$\therefore \quad A_{s\,req} = \frac{M_{u\,max}}{f_y \cdot j \cdot d_{act}} = \frac{14.9 \times 10^5}{2400 \times 0.826 \times 60} = 12.53 \;\; cm^2$$

$A_{s\,min} \not< 1.3\, A_{s\,req} = 1.3 \times 12.53 = \underline{16.29}$ cm^2

or $\mu_{min} \not< 0.25\ \%$ for mild steel

$$\longrightarrow A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 170 \times 60 = 25.5 \;\; cm^2$$

i.e. take $A_{s\,act} = 13\ \phi\ 16$ mm $(26\ cm^2) > A_{s\,min}$ (o.k)

أى يتم توزيع الحديد الـــ ١٣ سيخ قطر ١٦ مم على عرض القاعدة وهو ١٧٠ سم بواقع ٧,٦ ϕ ١٦ /مَ فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

- يـــتم التحقق بعد ذلك من قيمة إجهاد التماسك للإنحناء (flexural bond) للحديـــد الرئيســـى وذلك بحساب قيمة أقصى قوة قص عند القطاع الحرج للعزم على وجه العمود ولتكن $(Q_{u\,max})$.

$$\therefore \quad Q_{u\,max\,b} = f_{u\,contact} \times B \times (C)$$

$$= 41.5 \times 1.7\ (0.65) = 45.86\ \ t$$

$$\therefore \quad q_{ub} = \frac{Q_{u\,max\,b}}{0.87\ \Sigma o\,.\,d_{act}} \le q_{cbu} \quad (10 - 12\ \ kg/cm^2)$$

$$= \frac{45.86 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 13 \times 60} = 13.45\ \ kg/cm^2 > 12 \quad unsafe$$

لذلـــك هناك حلين إما تصغير قطر الحديد وليكن ϕ ١٣ مم وبالتالى يزيد (Σo) أو بـــزيادة العمـــق ليصبح ٦٥ سم والعمق الكلى ٧٠ سم والأفضل هو زيادة العمق حيث أن القطر ϕ ١٣ لا يتناسب مع العمق ٦٥ سم ∴ يؤخذ d = 65 cm

$$\therefore \quad q_{ub} = \frac{45.86 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 13 \times 65} \cong 12\ \ kg/cm^2$$

- يـــتم التحقق من قيمة تماسك الرباط (anchorage bond) لحديد التسليح الرئيسى عند القطاع الحرج لعزم الانحناء.

قـــوة الشـــد القصـــوى فى السيخ الواحد تعادل [٠,٨٧ × مساحة السيخ الواحد × إجهاد الخضوع لرتبة الحديد]

i.e. $P_{us} = 0.87 \times 2.0 \times 2400 = 4176\ \ kg$

$$\therefore \quad q_{ub} = \frac{P_{us}\ (\text{for one bar})}{o\,.\,d_{anchorage}} \le q_{b\,all} \quad (10\ \ kg/cm^2)$$

$$\therefore \quad \frac{4176}{3.14 \times 1.6 \times d_{anch.}} \le 10$$

$$\therefore \quad d_{anchorage} = \frac{4176}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 83.0\ \ cm \not> (c\text{-}cover)\,.$$

ويجب ألا يقل عن ٤٠ ϕ أى ٦٤ سم

$\because$ (c-cover) = 0.65 - 0.05 = 0.6 ms (un safe)

لذلــك يجــب زيــادة عرض القاعدة ليصبح $[d_{anch.} + ٥ سم]$ + عرض العمود

أى ٢ (٨٣ + ٥) + ٤٠ = ٢٢٥ سم بدلاً من ١٧٠ سم

أى أن القاعدة المسلحة هى قاعدة مربعة ٢٢٥ × ٢٢٥ سم وبارتفاع ٧٠ سم وبحديد تسليح ١٣ سيخ قطر ١٦ مم فى الاتجاهين العرضى والطولى للقاعدة.

- يــتم الــتحقق بعد ذلك بصفة نهائية من أن أقصى إجهاد قص على عمق القــاعدة والمــناظر للعمق ٦٥ سم عند القطاع الحرج للقص وهو القطاع الحرج للقص وهو القطاع الذى يبعد مسافة قدرها (d_{act}) من وجه الركيزة لا يتعدى المقاومة القصوى للقص للخرسانة.

i.e. $$q_{ush} = \frac{Q_{u\,max\,sh}}{b\,d_{act}} < q_{u\,sh} \quad (6\,kg/cm^2)$$

$$\because \quad Q_{u\,max\,sh} = f_{u\,contact} \times B\,(C - d_{act})$$

$$f_{contact} = \frac{P_u}{A_{R.C}} = \frac{120}{(2.25)^2} = 23.7 \;\; t/m^2$$

$$\therefore \quad Q_{u\,max\,sh} = 23.7 \times 2.25\,(0.925 - 0.65) = 14.66 \;\; t$$

$$\therefore \quad q_{u\,sh} = \frac{14.66 \times 10^3}{225 \times 65} = 1.0 \;\; kg/cm^2 \; < \; 6.0 \; kg/cm^2 \quad (o.k) \;\; safe$$

وعلــيه فــإن القاعدة المسلحة هى ٢٢٥ × ٢٢٥ سم وبارتفاع ٧٠ سم وبحديد تســليح ١٣ ϕ ١٦ فــى الاتجاهيــن العرضى والطولى آمنة وقادرة على تحمل الأحمــال والإجهادات الواقعة عليها والقاعدة العادية يصبح طول ضلعها ٢٢٥ + ٧٠ = ٢٩٥ سم أى ٣,٠٠ متر.

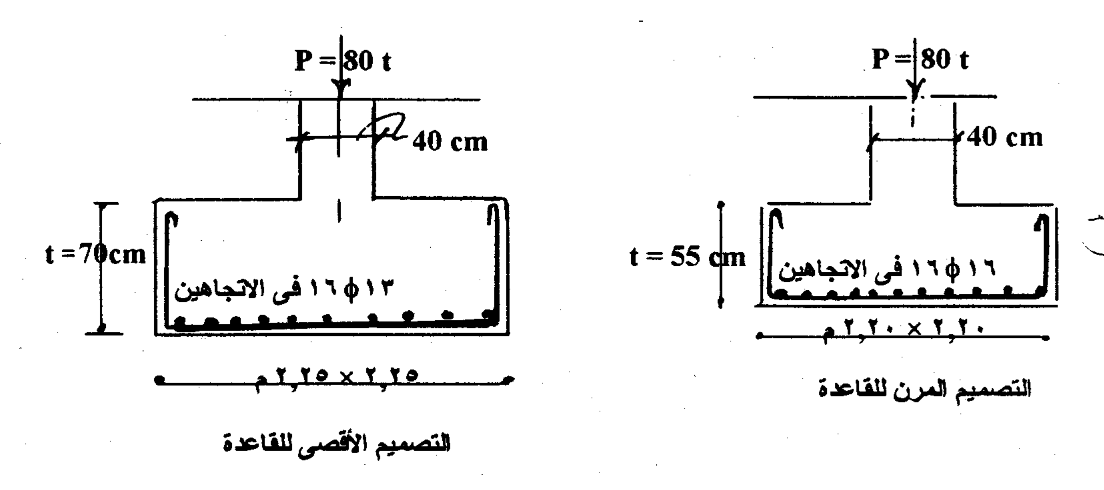
ملحوظة:

مــن المــثال السابق يتبين الآتى كمقارنة بطريقة الحلين (التصميم المرن والتصميم الأقصى للمقاومة)

طريقة التصميم للقاعدة المسلحة	العرض (م)	الطول (م)	العمق (م)	حجم القاعدة (م٣)	حديد التسليح الرئيسى فى الاتجاهين	نسبة حديد التسليح بالنسبة للخرسانة كجم/م٣
التصميم المرن	٢,٢٠	٢,٢٠	٠,٥٥	٢,٦٦٢	١٦ ϕ ١٦	٤١,٨
التصميم الأقصى للمقاومة	٢,٢٥	٢,٢٥	٠,٧٠	٣,٥٤	١٦ ϕ ١٣	٥٢,٢

ومــن هذه المقارنة السابقة يتبين أن التصميم بطريقة المرونة (إجهاد التشغيل) أوفر واقتصادى فى كل من كميات الخرسانة وحديد التسليح.

ويبيــن الكــروكى التالى القواعد المصممة بعاليه بطريقتيهما المذكورتين مبيناً كيفية رص ووضع الحديد الرئيسى فى القاعدة – شكل (٩–٥).



شكل (٩–٥) كروكى القواعد المسلحة فى المثال رقم (١)

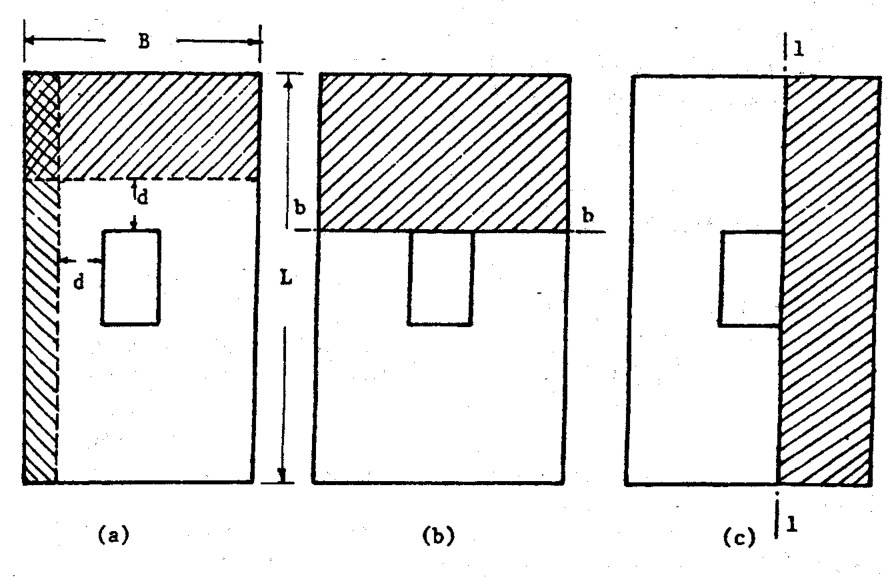
٩–٢–٢ تصميم القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل:

– مقدمة:

• فــى العادة تستخدم القواعد المستطيلة فى الحالات الاضطرارية التى لا يصلح معها استخدام القواعد المربعة بسبب تقارب المسافات بين الأعمدة وتداخل القواعــد المــربعة معاً، كما وتستخدم القواعد المستطيلة فى حالة وعندما تكون الأعمــدة مســتطيلة الشكل أيضاً ويعتبر هذا النوع من القواعد أكثر اقتصاداً من حالة الأعمدة المعرضة لعزوم انحناء.

• إن خطوات التصميم لمثل هذا النوع من القواعد تشابه خطوات التصميم للقواعد المربعة والسابق ذكرها إلا أن الخطوات تتكرر للاتجاهين الطولى والعرضى عند حساب العزوم والإجهادات المختلفة مع ملاحظة أن العمق الحقيقى والفعال للقاعدة يتحكم فيه إجهاد القص الثاقب الواقع عليها ما عدا فى حالة ما إذا كانت نسبة طول القاعدة إلى عرضها $\left(\frac{L}{B}\right)$ كبير نسبياً ففى هذه الحالة فإن إجهاد القص بالانحناء الأحادى فى الاتجاه العريض (wide beam shear) هو الذى يتحكم فى العمق الفعال للقاعدة.

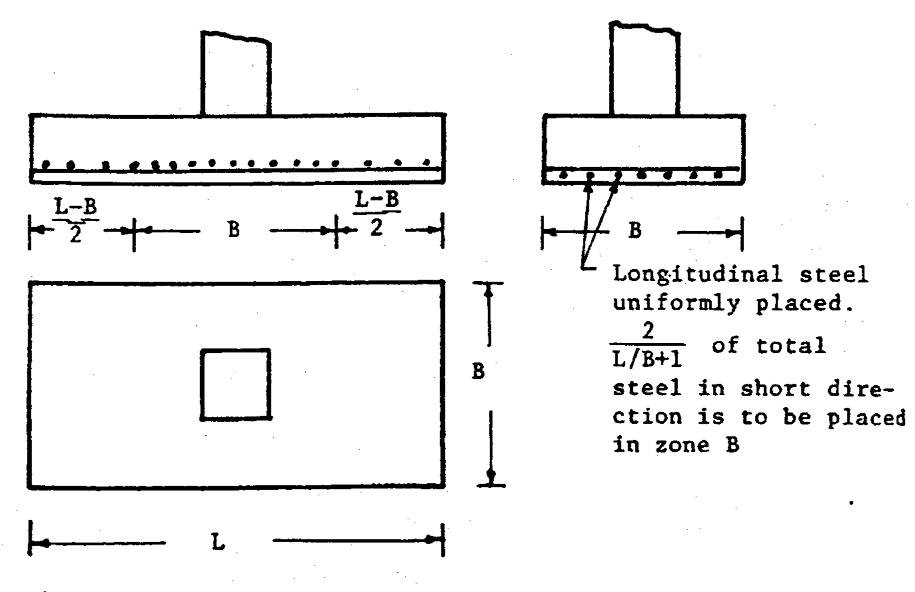
• هذا وتجدر الإشارة إلى أن القطاعات الحرجة للقص هى على بُعد مسافة تساوى عمق القاعدة (d) من كل وجه من أوجه العمود (شكل ٩–٦) وأن القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء هى على وجهى العمود أى عند القطاعين (1-1) ، (2-2) أى يتم حساب قيم عزوم الانحناء والقوى القاصة فى الاتجاهين الطويل والقصير $[M_{1-1} = M_{short\ direction}\ ,\ M_{2-2} = M_{long\ dir.}]$ كما هو مبين بالشكل (٩–٦) وكذلك $[Q_{max\ long}\ ,\ Q_{max\ short}]$.



شكل (٩–٦) القطاعات الحرجة للقاعدة المستطيلة

وبناء على ما سبق فإنه نظراً لاختلاف قيم عزوم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى للقاعدة فإن الحديد الطولى لا بد وأن يختلف عن الحديد

العرضـــى [الحديـــد العرضى أو القصير هو المقام لـــ M_{1-1} ، الحديد الطولى أو الطويـــل هـــو المقـــاوم لــــــ M_{2-2}]، ونظراً لأن المنطقة من الأساس أو القاعدة المحيطة بالعمود والمحصورة فى مساحة قدرها $(B \times B)$ أى مربع الضلع القصير للقـــاعدة والتى تتمركز مع العمود غالباً ما تكون أكثر فاعلية وتأثيراً فى مقاومة عزم الانحناء لذلك فإن الحديد العرضى أو القصير تركز منه نسبة معينة ومحددة تعـــادل $\left[\frac{C}{\frac{L}{B}+1}\right]$ فى مسافة قدرها (B) أسفل العمود والباقى من الحديد العرضى يوزع بالتساوى على النهايتين فى الطول $\left(\frac{L-B}{2}\right)$ كما هو مبين بالشكل (٩–٧).



شكل (٩–٧) كيفية توزيع الحديد فى الاتجاه القصير للقواعد المستطيلة

مثال:

المطلوب تصميم القاعدة المستطيلة الشكل لأساس يرتكز عليه عمود مربع أبعـــاده ٤٠ × ٤٠ سم مسلح بعدد ٨ ϕ ٢٢ مم ومعرض إلى حمل محورى قدره ١٢٠ طن. فإذا علم أن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس لا يـــتعدى ١,٠٠ كجـــم/ســـم٢ وأن الخرسانة العادية رتبة C 150 والمسلحة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٢٤/٣٥ صلب طرى أملس.

الحل:

١- نوجد أبعاد القاعدة العادية التى ترتكز عليها القاعدة المسلحة وبفرض سمكها أكبر من ٣٠ سم حتى يمكن القول بأنها شغالة وتقاوم الإجهادات الواقعة عليها.

$$\text{مساحة القاعدة} = \frac{\text{حمل التشغيل عند سطح الأرض}}{\text{جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس}}$$

$$\text{i.e.} \quad A_{\text{plain con.}} = \frac{P_{\text{working col.}}}{f_{\text{net all soil}}} = \frac{120}{10} = 12.0 \ \ m^2$$

وحيث أن القاعدة مستطيلة إذن يتم فرض طولها بالنسبة إلى عرضها وهذا يتناسب مع قطاع العمود الأمر الذى يمكن اعتبار أن نسبة طولها إلى عرضها يعادل ٤ : ٣ أى بفرض $L_{p\ell} = \frac{4}{3} B_{p\ell}$

$$\therefore \quad \frac{4}{3} B_{p\ell}^2 = 12 \longrightarrow B_{p\ell} = 3.0 \text{ m} \longrightarrow L_{p\ell} = 4.0 \text{ m}$$

أى أن القاعدة العادية بطول ٤,٠٠ متر وعرض ٣,٠٠ متر.

وبفرض بروز العادية يعادل ٥٠ سم من حدود الخرسانة المسلحة إذن يمكن إيجاد سمك القاعدة العادية من العلاقة :

$$\because \quad 50 > 1.15 \, t \longrightarrow t = \frac{50}{1.15} = 45 \ \text{cm} \longrightarrow \text{take } 50 \text{ cm (very safe)}$$

- إن أبعاد القاعدة المسلحة هى : طول = طول العادية -٢ × ٠,٥ م = ٣,٠٠ متر، عرض = عرض العادية -٢ × ٠,٥ = ٢,٠٠ متر وعليه فإن إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة يعادل :

$$f_{\text{contact}} = \frac{P_{\text{working}}}{A_{r.c}} = \frac{120}{2 \times 3} = 20 \ \ t/m^2 \quad (2 \ \ kg/cm^2 < 5 \ \ o.k)$$

- يتم حساب سمك القاعدة المسلحة وذلك لمجابهة كل من القص الثاقب $(Q_{max\,p})$، عزوم الانحناء القصوى (M_{max}) والقوى القاصة المصاحبة لعزم الانحناء $(Q_{max\ sh})$ وذلك بحساب كل من الإجهادات المناظرة لكل منها على ألا تزيد عن الحدود المسموح بها لنوع الإجهاد المصاحب لهذه القوى الداخلية.

- **بالنسبة للقص الثاقب:**

$$d_{punching} = \frac{Q_{max\,p}}{\Sigma \square_c \times q_{p\,all}}$$

وذلك باعتبار القطاع الحرج على وجه العمود

$$\therefore \quad d_p = \frac{P - A_{col} \cdot f_{contact}}{\Sigma \square_c \times q_{p\,all}} = \frac{120 - 0.4 \times 0.4 \times 20}{4 \times 0.4 \times 100} = \underline{0.73} \text{ m}$$

- **بالنسبة لعزم الانحناء:**

يــتم حســاب عزوم الانحناء فى الاتجاهين الطويل والقصير للقاعدة وذلك عند القطاعات الحرجة على وجه العمود.

- *فى الاتجاه الطويل وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ متر من العرض*

$$M_{yy} = 20 \times \frac{1 \times (1.3)^2}{2} = 16.9 \text{ m.t/m`}$$

- *فى الاتجاه القصير وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ متر من الطول*

$$M_{xx} = 20 \times \frac{1 \times (0.8)^2}{2} = 6.4 \text{ m.t/m`} \longrightarrow M_{max} = M_{yy} = 16.9 \text{ m.t/m`}$$

$$\therefore \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{16.9 \times 10^5}{100}} = \underline{40.69} \text{ cm}$$

$$\text{if} \quad b = b_{col} + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad d_m = 0.313 \sqrt{\frac{2 \times 16.9 \times 10^5}{60}} = \underline{74.3} \text{ cm}$$

- **بالنسبة للقوى القاصة المصاحبة لعزم الانحناء:**

ذلك لأن (L > B)

- إن القوة القاصة الأكبر هى فى الاتجاه الطويل وعند القطاع الحرج للقص [على بُعد (d_{sh}) من وجه العمود].

$$\because \quad d_{sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87 \times b \times q_{sh\,all}} \qquad (q_{sh\,all} = 5.0 \text{ kg/cm}^2)$$

$\therefore \quad Q_{max\,sh} = (c - d_{sh}) \times 1.0 \times f_{contact}$

$= (1.3 - d_{sh}) \times 1.0 \times 20 = 26 - 20\,d_{sh} \quad (ton/m`)$

$\therefore \quad d_{sh} = \dfrac{26 - 20\,d_{sh}}{0.87 \times 1.0 \times 50} \quad \rightarrow \quad d_{sh} = \dfrac{26}{63.5} = 0.41 \text{ m}$

∴ يؤخذ العمق الأكبر فى الحالات الثلاثة السابقة وهو ٧٤ سم وعليه فإن سمك القاعدة $t = 74 + 6 = 80$ cm

- يتم التحقق من العمق اللازم لمقاومة تماسك أشاير العمود (dowels for col.) وذلك من المعادلة:

$d_d = \dfrac{A_s\, f_s}{o\, q_{b\,all}}$

وذلك لسيخ واحد

وبفرض قيم الإجهاد فى حديد تسليح العمود وهو $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ فإن:

$d_d = \dfrac{3.8 \times 1400}{3.14 \times 2.2 \times 10} = 77.0 \text{ cm} > 74 \text{ cm}$

شكل (٩-٨)

∴ يتم فى هذه الحالة حساب قيمة إجهاد الضغط الفعلى فى حديد التسليح وهى ($f_{s\ actual}$) وذلك باعتبار أن قوة الضغط فى الحديد تعادل قوة الضغط الكلية على العمود مطروحاً منها قوة الضغط المقاومة بواسطة القطاع الخرسانى فقط وذلك باتباع المعادلة المعروفة لمقاومة قوة الضغط التشغيلى على العمود.

$\because \quad P = P_c + P_s$

$= (A_c - A_s)\, f_{co} + f_s\, A_s = A_c\, f_{co} + (n - 1)\, f_{co}\, A_s$

حيث $f_s = n\, f_{co}$

$\therefore \quad 120 \times 10^3 = 40 \times 40\, f_{co} + (15 - 1) \times f_{co} \times 8 \times 3.8$

$= 1600\, f_{co} + 425.6\, f_{co} \qquad f_{co} = 59.2 \text{ kg/cm}^2$

$\therefore \quad f_{s\,actual} = n\, f_{co} = 15 \times 59.2 = 888.2 \;\; kg/cm^2$

وبالتعويض عن قيمة (f_s) فى المعادلة السابقة:

$$\therefore \quad d_d = \frac{3.8 \times 888.2}{3.14 \times 2.2 \times 10} = \underline{48.9} \;\; cm \;\; < 74 \;\; cm \quad (o.k) \quad safe$$

- يتم حساب كمية ونسبة حديد التسليح فى كل من الاتجاهين الطويل والقصير والتحقق من كل من إجهادات التماسك وطول الرباط لهذا الحديد فى كل اتجاه تبعاً لذلك وذلك كالآتى :

- **بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:**

- ***حديد التسليح فى الاتجاه الطويل:***

$$A_{s\ell} = \frac{M_{yy}}{k_2\, d_{act}} = \frac{16.9 \times 10^5}{1217 \times 74} = 18.76 \;\; cm^2/m` \longrightarrow 7\,\phi\,19\,/m` \;\; (19.9\;cm^2)$$

- ***التحقق من نسبة حديد التسليح:***

$$\mu_{actual} = \frac{19.9}{100 \times 74} = 0.0027$$

وهى أكبر من (μ_{min}) وأقل من (μ_{max})

- ***التحقق من إجهاد التماسك:***

يتم حساب قوة القص لشريحة عرضها واحد متر عند وجه العمود.

$Q_{max\,sh} = 20 \times 1.3 \times 1.0 = 26 \;\; t/m`$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87\, d_{act}\, \Sigma o} = \frac{26 \times 10^3}{0.87 \times 74 \times 7 \times 3.14 \times 1.9} = 9.66 \;\; kg/cm^2$$

$$< 10 \; kg/cm^2 \qquad (o.k) \;\; safe$$

- ***التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى:***

$$d_d = \frac{A_s\, f_s}{o \times q_{b\,all}} = \frac{2.83 \times 1400}{3.14 \times 1.9 \times 10} = 66.78 \;\; cm \; < \; (c - cover) \quad (o.k)$$

where $\quad (c - cover) = 130 - 5 = 125$ cm

وعليه يتم توزيع الأسياخ فى الاتجاه الطولى بواقع ٧ ϕ ١٩ /م على كامل العرض.

- بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

عمق القاعدة الفعال بالنسبة للاتجاه القصير حيث الحديد الرئيسى فى الاتجاه الطويل (الفرش) ثم الحديد الثانوى فى الاتجاه القصير (الغطاء) وبفرض قطر حديد الغطاء يعادل ١٦ سم

d
74
B

شكل (٩- ٩)

$$\therefore \quad d_{act} \text{ in short direction} = 74 - \frac{1.9}{2} - \frac{1.6}{2} = 72.25 \text{ cm}$$

$$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad \text{where } M_{max} = M_{xx} = 6.4 \text{ t.m/m`}$$

$$\therefore \quad 72.25 = k_1 \sqrt{\frac{6.4 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.9 \longrightarrow k_2 = 1280$$

$$\therefore \quad A_{s\,short} = \frac{M_{xx}}{k_2\, d_{act}} = \frac{6.4 \times 10^5}{1280 \times 72.25} = 6.28 \text{ cm}^2\text{/m`}$$

$$، \quad A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 74 \times 100 = 18.5 \text{ cm}^2\text{/m`}$$

ومساحة الحديد الكلية فى الطول ٣,٠٠ متر يعادل :

$$\therefore \quad A_{s\,total} = 3 \times 18.5 = 55.5 \text{ cm}^2$$

وهــذا الحديد يتم توزيعه بحيث أنه يركز فى نسبة قدرها $\left[\frac{2}{L/B+1}\right]$ من مساحة هذا الحديد فى طول قدره (B) متماثل مع المركز.

$$\because \quad \frac{2}{L/B+1} = \frac{2}{\frac{3}{2}+1} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

أى أن ٨٠ % مــن مساحة الحديد الكلى ($A_{s\ total}$) وهى تعادل ٠,٨ × ٥٥,٥ = ٤٤,٤ سـم٢ (٢٢ ϕ ١٦ مـم) يتم تركيزها وتوزيعها فى طول (٢,٠٠ م = B) مـتماثل مـع المركــز وكما هو مبين بالكروكى (شكل ٩-١٠) والباقى من الـ ٥٥,٥ سـم٢ ويعـادل ١١,١ سم٢ أى ٦ ϕ ١٦ مم يتم توزيعها على الجانبين بالتساوى أى ٣ ϕ ١٦ كل ٠,٥ متر من الجوانب فى الاتجاه القصير.

- *التحقق من إجهاد التماسك:*

قوة القص عند القطاع الحرج على وجه العمود فى الاتجاه القصير.

$Q_{max} = f_{contact} \times 3 \times 0.8 = 20 \times 3 \times 0.8 = 48 \ t$

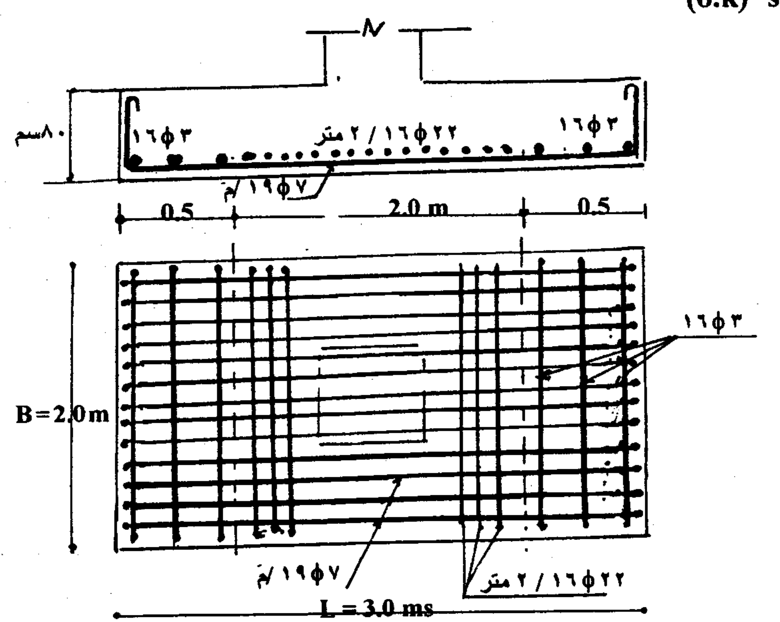
$$\because \quad q_b = \frac{Q_{max}}{0.87\, d_{act} \times \Sigma o} = \frac{48 \times 10^3}{0.87 \times 72.25 \times 3.14 \times 1.6 \times 28} = 5.42 \ kg/cm^2$$

$< 10 \ kg/cm^2$ (o.k) safe

- *التحقق من طول الرباط:*

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \times q_{b\,all}} = \frac{2 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 55.7 \ < (c - cover) \ \text{or} \ (80 - 5) \ cm$$

(o.k) safe



شكل (٩-١٠) كيفية توزيع الحديد الرئيسى فى الاتجاهين فى المثال السابق

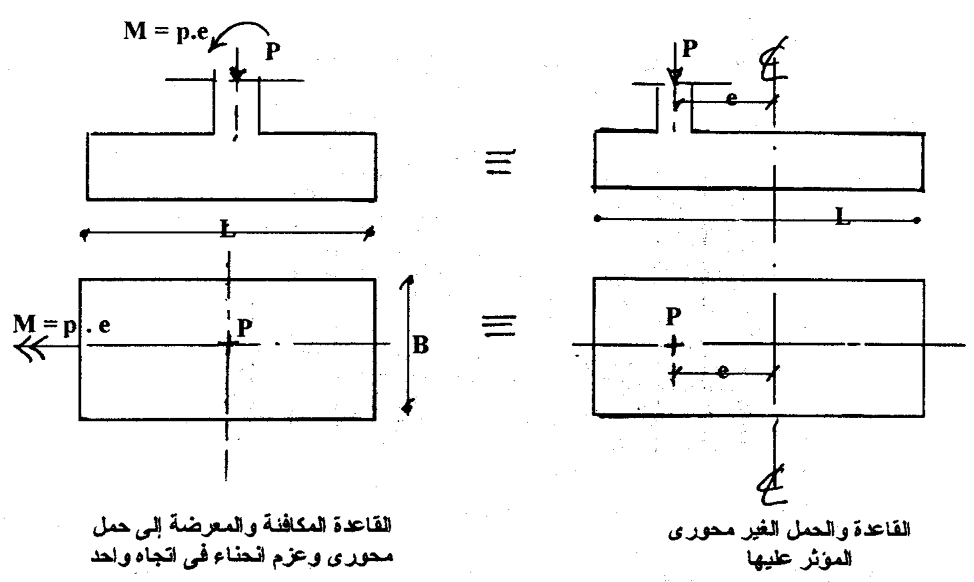
٩-٣تصميم القواعد المنفصلة المعرضة لحمل غير محورى (عزوم انحناء وقوى عمودية):

٩-٣-١ مقدمة:

- بجانــب تعرض القواعد المنفصلة إلى أحمال محورية (مركزية مع القاعدة) فإنها غالــباً مــا تــتعرض لعزوم انحناء حول محور أو محورين نتيجة إما لا مركزية

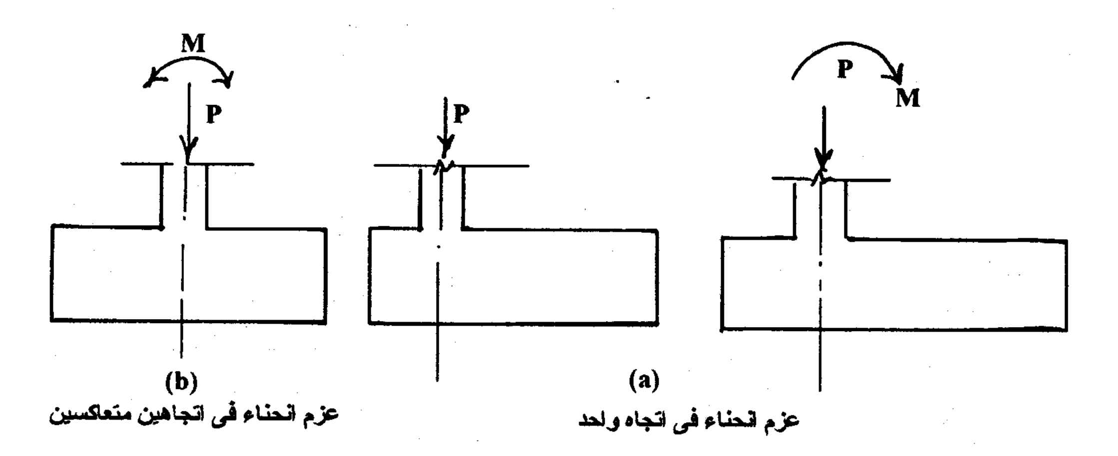
الأحمال بالنسبة للقاعدة أو قوى أفقية عند الأعمدة أو عزوم انحناء على الأعمدة أو كلاهمـــا معـــاً ومـــن أمثلة هذه القواعد : قواعد الكبارى والحوائط الساندة أو قواعد الإطارات أو كما هو الحال فى المبانى العالية التى تتعرض إلى قوى أفقية نتيجة لقوى الرياح والتى بدورها تؤثر بعزم انحناء على القواعد .... الخ.

- ويبيـــن الشكل (٩-١١) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محورى (p) يبعد بمســـافة قدرها (e) من مركز ثقل القاعدة بالنسبة للمحور الرأسى (y-y) للقاعدة وهـــذه الحالـــة من التحميل عادة ما تكافئ قاعدة بنفس الأبعاد معرضة إلى قوة عموديـــة محوريـــة قدرها (p) بالإضافة إلى عزم انحناء قدره (M) يعادل حاصل ضـــرب القوة العمودية (p) × مقدار اللامركزية (الترحيل عن المركز) (e) أى أن $[M = p . e]$.



شكل (٩-١١) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محورى

- هـــذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد المنفصلة يمكن أن تعرض إلى حمل محورى وعزم انحناء دائم الاتجاه (فى اتجاه واحد فقط باستمرار) أو حمل محورى وعزم انحـــناء متعاكس فى اتجاهين (أى يغير اتجاهه حسب التحميل) وكما هو موضح بالشكل (٩-١٢).

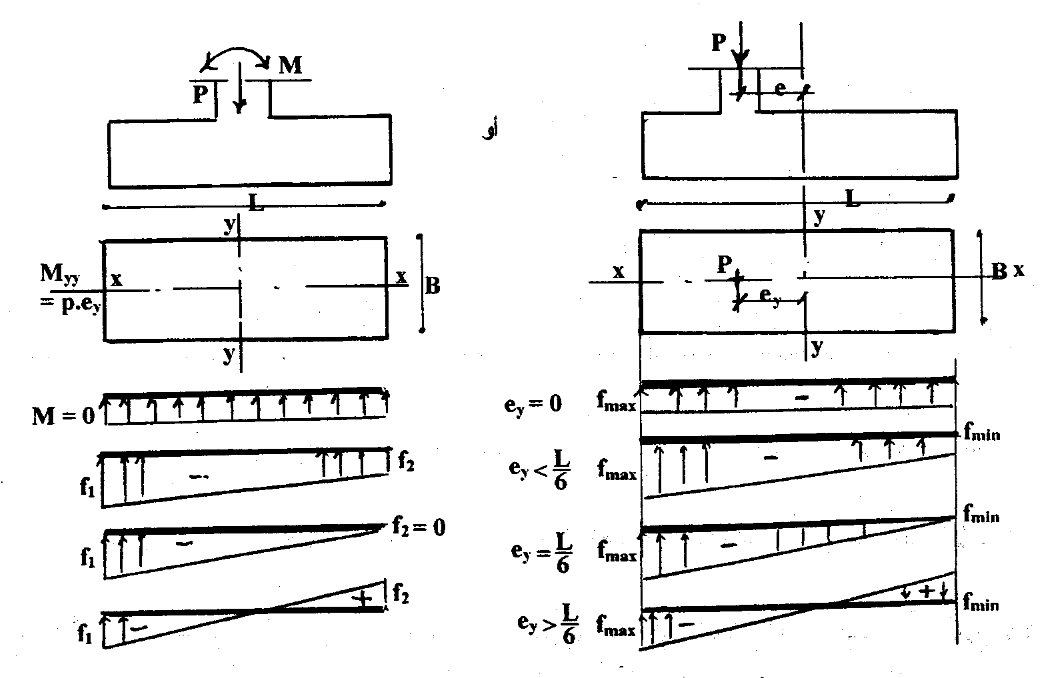


شكل (٩-١٢) عزوم الانحناء فى الاتجاه الواحد أو الاتجاهين على القواعد المنفصلة

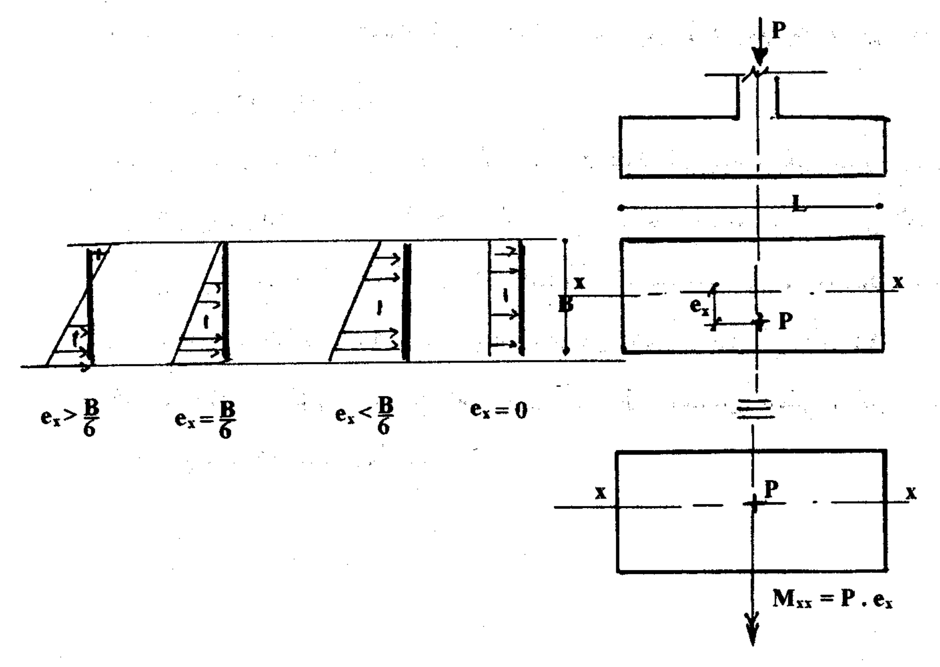
٩-٣-٢ كيفية توزيع وحساب الإجهادات الواقعة على التربة للقواعد المنفصلة المعرضة إلى حمل غير محورى (لا مركزى) [قوى عمودية وعزوم انحناء]:

i - *حالة عزوم الانحناء فى اتجاه واحد أو لا مركزية حول محور رئيسى واحد للقاعدة:*

- يبين الشكل (٩-١٣) قاعدة منفصلة معرضة إلى حمل غير محورى (p) ذو لا مركزية (e) من المحور الرئيسى للقاعدة (y-y) وأن طول القاعدة (L) وعرضها (B) حيث فى هذه الحالة يتم حساب توزيع ضغط التماس باستخدام المعادلات المعروفة نتيجة لتعرض عنصر معرض إلى (M + N) حيث يكون الإجهاد الواقع على التربة أسفل الأساس خطى وغير منتظم التوزيع كما هو مبين بالشكل (٩-١٣).



شكل (٩-١٣-أ) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل أو المعرضة إلى عزم انحناء فى اتجاه واحد حول المحور الرأسى (y-y)



شكل (٩-١٣-ب) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد الغير مركزية التحميل أو المعرضة إلى عزم انحناء فى اتجاه واحد حول المحور الرئيسى (x-x)

• فـــى هـــذه الحالـــة فإن توزيع الإجهادات أسفل القواعد يتوقف على قيمة اللامركـــزية واتجاههـــا حيث $\left(e = \frac{M}{p}\right)$ بالنسبة للمحاور الأساسية للقاعدة ســـواء (y-y) أو (x-x) وفى كلتا الحالتين المبينتين بالشكل (٩-١٣) فإنه توجـــد ثلاثة حالات بالنسبة لموضع الحمل بالنسبة للمحاور الرئيسية أى ثلاثة مواضع لمقدار اللامركزية (الترحيل عن المركز) هى :

– حالة وقوع الحمل فى الثلث الأوسط للقاعدة $\left(e_y < \frac{L}{6}\right)$ أو $\left(e_x < \frac{B}{6}\right)$:

$$f_{\substack{max \\ min}} = f_{\substack{1 \\ 2}} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \cdot L/2}{I_y}$$

$$\because \quad I_y = \frac{B\,L^3}{12} \quad , \quad M_y = P \cdot e_y \quad , \quad A = B\,L$$

$$\therefore \quad f_{\substack{max \\ min}} = f_{\substack{1 \\ 2}} = \frac{P}{B\,L} \pm \frac{P \cdot e_y \cdot L/2 \times 12}{B\,L^3} = \frac{P}{B\,L}\left(1 \pm \frac{6\,e_y}{L}\right) \qquad *$$

وذلك بالنسبة إذا كان الترحيل أو اللامركزية بالنسبة إلى المحور (y) أما إذا كانت بالنسبة للمحور (x) فإنه بالمثل.

$$f_{\substack{max \\ min}} = f_{\substack{1 \\ 2}} = \frac{P}{B\,L}\left(1 \pm \frac{6\,e_x}{B}\right)$$

والإشـــارة الموجـــبة هـــى لأقصى إجهاد (f_{max}) والإشارة السالبة إلى أقل إجهاد (f_{min}) وبـــناء على هذه المعادلات فإنه فى حالة $\left(e < \frac{L}{6}\right)$ فإن الإجهادات الواقعة على التربة فى كلا جانبى القاعدة تكون موجبة وإجهادات ضغط.

– حالة وقوع الحمل عند حافة الثلث الأوسط للقاعدة $\left(e_y = \frac{L}{6}\right)$ أو $\left(e_x = \frac{B}{6}\right)$:

$$f_{max} = f_1 = \frac{P}{B\,L}\left(1 + \frac{6\,e_y}{L}\right) \quad * \quad \text{or} \quad \frac{P}{B\,L}\left(1 + \frac{6\,e_x}{B}\right) \quad *$$

$$، \qquad f_{min} = f_2 = 0$$

وهى إجهادات ضغط أيضاً.

- حالة وقوع الحمل خارج الثلث الأوسط للقاعدة $\left(e_y > \frac{L}{6}\right)$ أو $\left(e_x > \frac{B}{6}\right)$:

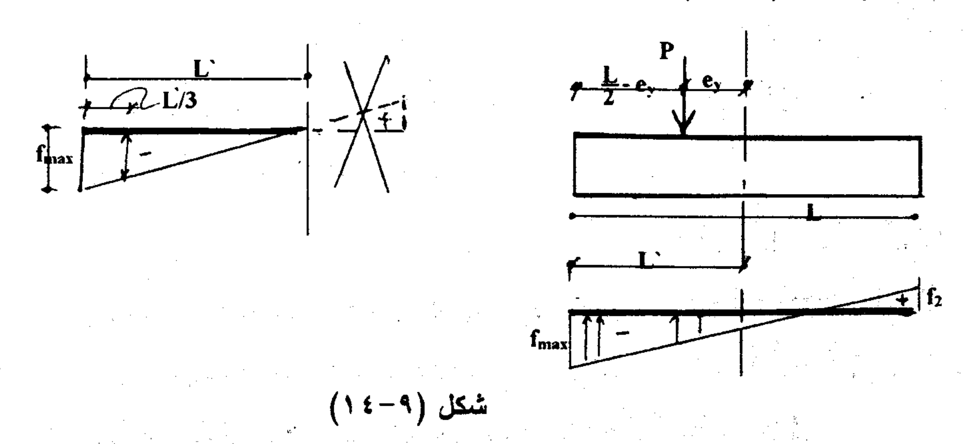
في هذه الحالة

$$f_{max} = f_1 = \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e_y}{L}\right) \quad \text{or} \quad \frac{P}{BL}\left(1 + \frac{6e_x}{B}\right)$$

وهى إجهادات ضغط بينما (f_{min}) أو (f_2) فهى ذات قيمة موجبة أى شد

$$f_{min} = \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e_y}{L}\right) \quad \text{or} \quad \frac{P}{BL}\left(1 - \frac{6e_x}{B}\right)$$

وحيث أن التربة لا تتحمل إجهادات شد فإنه فى هذه الحالة كما هو مبين بالشكل التالى شكل (٩-١٤) :



شكل (٩-١٤)

وعليه يمكن استنتاج معادلة لإيجاد قيمة (q_{max}) فى هذه الحالة تجعل توزيع الإجهادات على التربة كلها ضغط وذلك عن طريق إيجاد مثلث قاعدته تساوى البُعد $(L`)$ ومحصلة مساحته تقع على خط عمل القوة العمودية (p) حيث :

$$\frac{L`}{3} = \left(\frac{L}{2} - e_y\right)$$

$$\text{or} \quad P = \frac{f_{max}}{2}(L` \times B)$$

$$\text{or} \quad f_{max} = \frac{2P}{3B(L/2 - e_y)} \; * \quad \text{or} \quad f_{max} = \frac{2P}{3L\left(\frac{B}{2} - e_x\right)} \; *$$

وفــى جميع الحالات السابقة يجب ألا تتعدى قيمة أقصى إجهادات للضغط الواقعة على التربة (f_{max}) عن الإجهاد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس أى أن:

$f_{max} < f_{n\ all\ soil}$

- ولتصميم هذا النوع من الأساس المعرض لعزم انحناء دائم الاتجاه (أى فى اتجــاه واحد فقط) فإنه يمكن جعل محصلة الأحمال فى مركز ثقل الأساس وهــذا بــدوره يجعــل العمود مرحلاً عن مركز الأساس، وفى هذه الحالة يتعرض الأساس لإجهاد منتظم يسبب تواجد محصلة الأحمال فى مركز ثقل الأساس كما هو مبين بالشكل (٩-١٥).

*ii - **حالة عزوم الانحناء فى اتجاهين متعاكسين أو لا مركزية متماثلة حول محور رئيسى واحد للقاعدة:***

- يبين الشكل (٩-١٦) قاعدة منفصلة معرضة إلى قوة محورية بجانب عزم انحــناء مــتعاكس أى يغــير اتجاهه حسب التحميل حول المحور الرأسى (y-y) للقــاعدة، ولهــذا الــنوع من التحميل تكون الإجهادات على التربة خطية وموزعة بانتظام وتأخذ القيم الموضحة بالرسم حيث أ،

$$M_{y(1)} = M - P \cdot e_y$$
$$M_{y(2)} = M + P \cdot e_y$$

$$f_{max\,(1)} = \frac{P}{B\,L} + \frac{M_{y(1)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

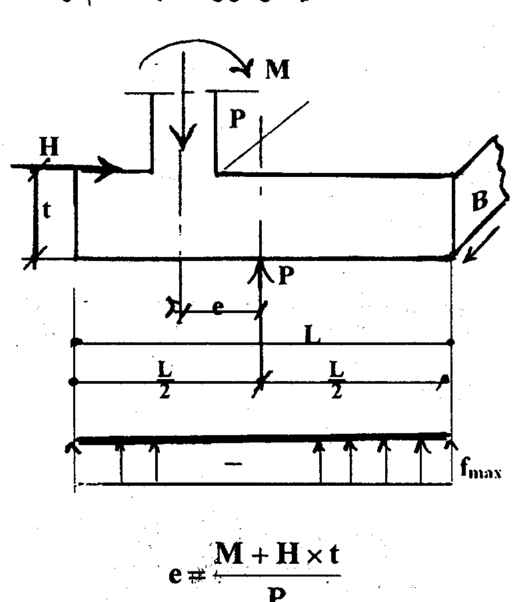
$$f_{min\,(1)} = \frac{P}{B\,L} - \frac{M_{y(1)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{max\,(2)} = \frac{P}{B\,L} + \frac{M_{y(2)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{min\,(2)} = \frac{P}{B\,L} - \frac{M_{y(2)} \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

$$f_{max\,(3)} = \frac{P}{B\,L} + \frac{M \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$

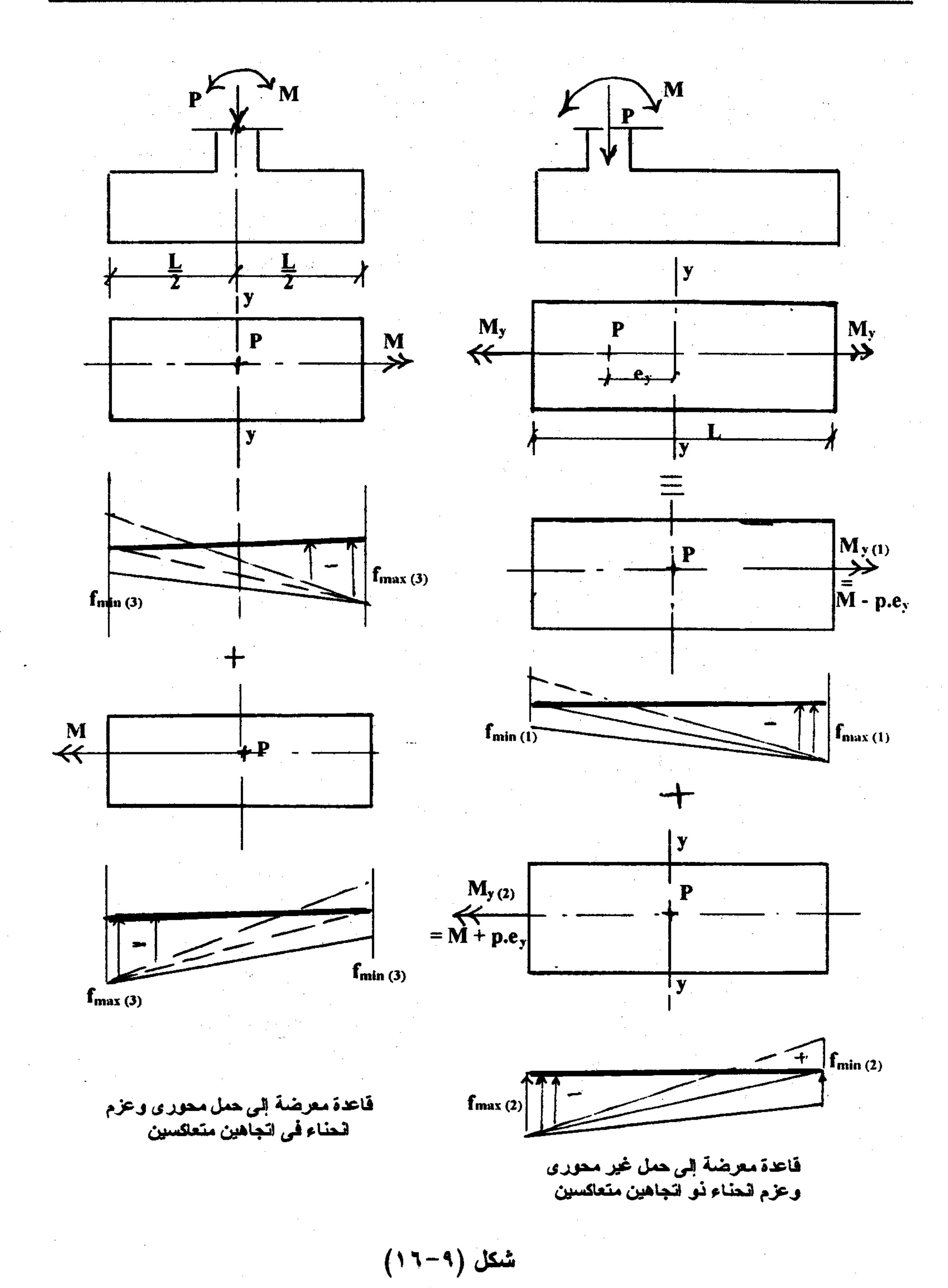
$$f_{min\,(3)} = \frac{P}{B\,L} - \frac{M \cdot \frac{L}{2}}{I_y}$$



$$e = \frac{M + H \times t}{P}$$

$$f_{max} = \frac{P}{B\,L} \le f_{n\ all\ soil}$$

شكل (٩-١٥)


P
M
L/2
L/2
y
P
M
y
$f_{min (3)}$
$f_{max (3)}$
+
M
P
$f_{max (3)}$
$f_{min (3)}$
قاعدة معرضة إلى حمل محورى وعزم انحناء فى اتجاهين متعاكسين
M
P
y
M_y
P
M_y
e_y
L
y
≡
P
$M_{y (1)}$
= M - p.e_y
$f_{min (1)}$
$f_{max (1)}$
+
y
$M_{y (2)}$
P
= M + p.e_y
y
$f_{min (2)}$
$f_{max (2)}$
قاعدة معرضة إلى حمل غير محورى وعزم انحناء ذو اتجاهين متعاكسين

شكل (٩-١٦)

وفى أى حالة من حالات التحميل السابقة يجب ألا تتعدى قيم الإجهادات القصوى عن أقصى إجهاد مسموح به للتربة (f_{max}) بالإضافة إلى ضرورة عدم تولد إجهادات شد على التربة وإلا يتم التعديل حسب ما ذكر سابقاً فى حالة الاتجاه الواحد.

- وبصفة عامة فإنه يتم التصميم مع اعتبار الجانب الحرج للتصميم بالنسبة للقاعدة والمعرض إلى قيم أقصى من (f_{max}) ثم تطبق نتائج التصميم على الجانب الآخر للقاعدة عندما يغير العزم اتجاهه المعاكس.

٩-٣-٣ طريقة التصميم الإنشائى للقواعد المنفصلة المعرضة إلى عزم انحناء (حمل غير محورى أو لا مركزى):

- إن المشكلة الأساسية فى تصميم القواعد المعرضة إلى حمل غير محورى هو تحديد وكيفية توزيع وإيجاد قيم الإجهادات تحت هذه الأساسات، وعليه فإذا ما عُلم هذا التوزيع وقيمه القصوى والدنيا فإن طريقة التصميم تكون مشابهة لطريقة التصميم للقواعد المعرضة إلى حمل محورى وعليه يجب تعيين وتحديد القطاعات الحرجة لكل نوع من أنواع القوى الداخلية المتولدة فى القاعدة من عزم انحناء أو قوى قاصة أو تماسك ... الخ وبالتالى القيم القصوى لهذه القوى الداخلية عند القطاعات الحرجة وتصميم هذه القطاعات بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة عليها أقصى إجهادات مسموح بها لمثل هذا النوع من الإجهادات وبنفس الطريقة والخطوات السابقة والخاصة بالتحميل المحورى.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه عندما يؤثر على وجه عمود ما عزم انحناء فى اتجاه ما وليكن نتيجة لضغط الرياح فإنه يفضل فى هذه الحالة أن تكون القاعدة مربعة وذلك إذا سمحت ظروف المساحة المتاحة، أما إذا ما كان عزم الانحناء يعمل فى نفس الاتجاه كما هو الحال فى العزوم المتولدة فى الإطارات الجاسئة فإنه فى هذه الحالة يجب تطويل (زيادة طول) القاعدة فى اتجاه اللامركزية.
- يبين الشكل (٩-١٧) قاعدة لعمود محورى معرض إلى قوة رأسية (P) وأخرى أفقية (H) فإذا ما تم فرض إلى مقدار المحصلة (R) يقطع القاعدة على مسافة

قدرها (e) من مركز القاعدة وعليه طبقاً لما ذكرنا سابقاً فإن القاعدة تتعرض إلى عـزم انحـناء وقـوى عمودية وبالتالى فإن قيم الضغوط القصوى الواقعة على القاعدة من التربة هى كالآتى:

حالة $e \ngtr \frac{L}{6}$:

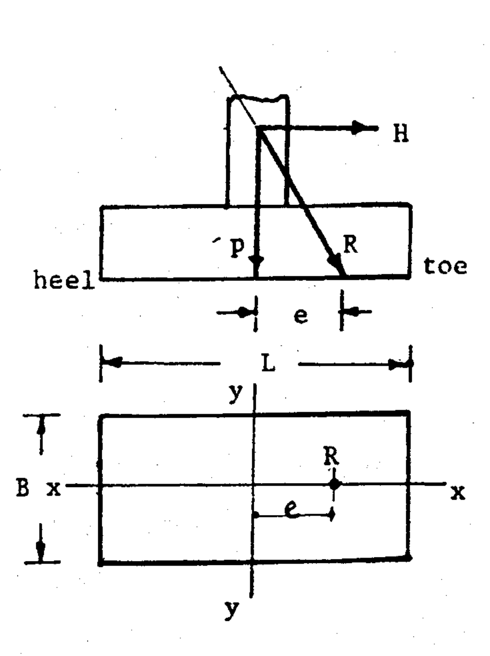
أقصى إجهاد عند القدم
$$f_{max\ at\ toe} = \frac{P}{B\,L}\left(1 + \frac{6\,e}{L}\right)$$

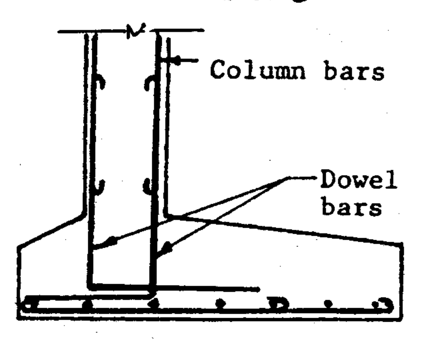
أقصى إجهاد عند الهيل
$$f_{max\ at\ heel} = \frac{P}{B\,L}\left(1 - \frac{6\,e}{L}\right)$$

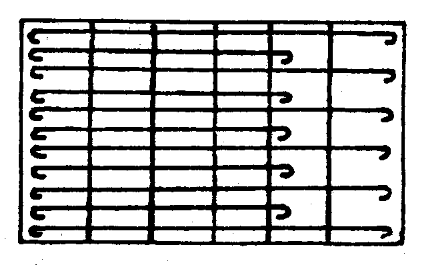
حالة $e > \frac{L}{6}$:

$$f_{max\ at\ toe} = \frac{2\,P}{3\,B\,(L/2 - e)}$$

حيـث $e = \frac{M}{P}$ = مقدار اللامركزية للحمل العمودى من المركز والمحور الرئيسى الرأسى (y-y)







شكل (٩-١٧)

- هـــذا وكما ذكرنا سابقاً فإن أبعاد القاعدة (B) ، (L) يتم تحديدهما بالكيفية والحد الـــذى لا تـــتعدى فيه قيم الإجهادات القصوى (f_{max}) القيم المسموح بها لنوعية التربة لقاعدة مباشرة وعند منسوب التأسيس للقاعدة.
- وممـــا هـــو جديـــر بالذكر أيضاً كما نوهنا سابقاً بأنه فى حالة ما إذا كان العمود معرضـــاً إلـــى عزم انحناء ثابت فى اتجاه واحد كما هو موضح بالشكل (٩-١٧) فإن فى هذه الحالة يفضل أن يكون ويختار مركز ثقل القاعدة يبعد عن نقطة تأثير الحمـــل بمقـــدار اللامركـــزية (e) حتى تتلاشى قيمة عزم الانحناء المؤثرة على القـــاعدة وبالتالى يمكن القول واعتبار أن القاعدة معرضة إلى حمل محورى فقط وعلـــيه تكون الإجهادات موزعة بانتظام أسفل القاعدة وعليه يكون الطول الكبير لجـــزء القـــاعدة على اليمين (عند القدم) هو الكبير والعكس الطول القصير عند الهـــيل وفى هذه الحالة يعمل الجزء الطويل عند القدم كبلاطة كابولية حول وجه العمـــود وبالـــتالى يمكن حساب وتصميم القطاعات الحرجة للقاعدة باتباع نفس الأســـلوب للقواعـــد المعرضـــة إلى قوى محورية كما سبق وكما سوف يرد فى الأمثلة.
- هـــذا وتجدر الإشارة إلى أنه نظراً لكبر قيمة عزم الانحناء فى مثل هذا النوع من القواعد فإنه يفضل أن يتم ربط حديد العمود بالقاعدة (الأشاير) جيداً بداخلها وكما هو موضح بالشكل (٩-١٧).

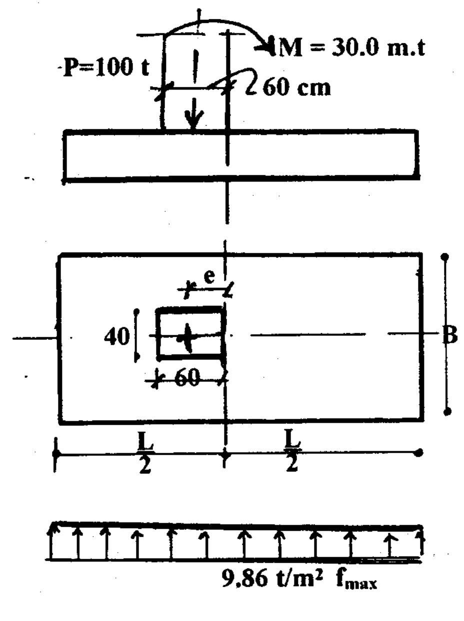
٩-٤ أمثلة محلولة:

مثال رقم (١):

المطلـــوب تصـــميم قاعدة عمود أبعاد ٤٠ × ٦٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلى قدره ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء دائم قدره ٣٠ طن.م يعمل فى مستوى موازى للاتجـــاه الطويـــل للعمـــود ويعمل فى اتجاه واحد فقط. فإذا علم أن جهد التربة الصافى المســـموح به عند منسوب التأسيس هو ١,٠٠ كجم/سم٢ وأن حديد التسليح هو صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة رتبة C 200.

الحل:

- حيث أن عزم الانحناء دائم الاتجاه ويعمل فى اتجاه واحد إذن يجب ضرورة استخدام قاعدة مستطيلة الشكل وأن مركز ثقل القاعدة يجب أن ينطبق مع الخط الرأسى لمقدار الحمل الغير ممركز حتى يمكن القول بأن توزيع الإجهادات على التربة يكون منتظم نظراً لتولد عزم انحناء من أسفل إلى أعلى مضاد لعزم الانحناء الخارجى المؤثر وكما هو مبين بالكروكى شكل (٩-٢٠).



شكل (٩-٢٠)

مقدار اللامركزية

$$\because \quad e = \frac{M}{P} = \frac{30}{100} = 0.3 \text{ ms}$$

وبالتالى يكون مقدار عزم الانحناء النهائى المؤثر على القاعدة يساوى صفراً أى أنها كما لو كانت معرضة إلى حمل محورى قدره $P = 100$ t

وبالتالى فإن أقصى إجهاد واقع على التربة لا يتعدى الإجهاد الصافى المسموح به لها

$$\text{i.e.} \quad A_{\text{plain conc.}} = \frac{P}{f_{\text{net all}}} = \frac{100}{10}$$

$$= 10 \text{ m}^2 = L_p \times B_{pl.}$$

وبفرض أن طول القاعدة إلى عرضها يعادل نسبة طول العمود إلى عرضه

$$\text{i.e.} \quad \frac{L_p}{B_p} = \frac{\ell_c}{b_c} = \frac{60}{40} = 1.5 \longrightarrow L_p = 1.5\, B_p$$

ومن المعادلتين السابقتين بين (L_p) ، (B_p) يتم إيجاد قيمة كل منها.

$$\text{i.e.} \quad 10 = 1.5\, B_p^2 \longrightarrow B_p = 2.58 \text{ ms} \longrightarrow 2.6 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad L_p = 1.5 \times 2.6 = 3.9 \text{ ms}$$

أى أن أبعاد القاعدة العادية هى ٣,٩ م طول × ٢,٦ م عرض

وأن أقصى إجهاد صافى واقع على التربة يعادل :

$$f_{n\,soil} = \frac{100}{2.6 \times 3.9} = 9.86 \;\; t/m^2 \;\; < f_{n\,all} \qquad (o.k)$$

- يـــتم الـــتعامل مع القاعدة العادية وبفرض بروز قدره ٤٠ سم من حدود القاعدة المسلحة إذن سمك العادية يعادل :

$\because \quad c_p \le 1.15\, t_p \longrightarrow t_p = 35$ cm take 40 cm

- إذن أبعاد القاعدة المسلحة يعادل طول $L = (3.9 - 2 \times 0.4) = 3.1$ ms وعرض B = $(2.6 - 2 \times 0.4) = 1.8$ ms وعليه فإن القاعدة المسلحة تكون معرضة إلى حمل قدره ١٠٠ طن محورى أيضاً وبالتالى إلى إجهاد تلامس ($f_{contact}$) قدره

$$f_{contact} = \frac{100}{3.1 \times 1.8} = 17.9 \;\; t/m^2 \;\; < \;\; 50 \;\; t/m^2 \;\; (o.k) \;\; safe$$

ويتم تصميمها لمقاومة الإجهادات الواقعة عليها من جراء هذا الإجهاد من أسفل إلى أعلى وذلك لمجابهة عزوم الانحناء والقوى القاصة والتماسك والقص الثاقب ..... الخ - شكل (٩-٢١).

❁ بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:

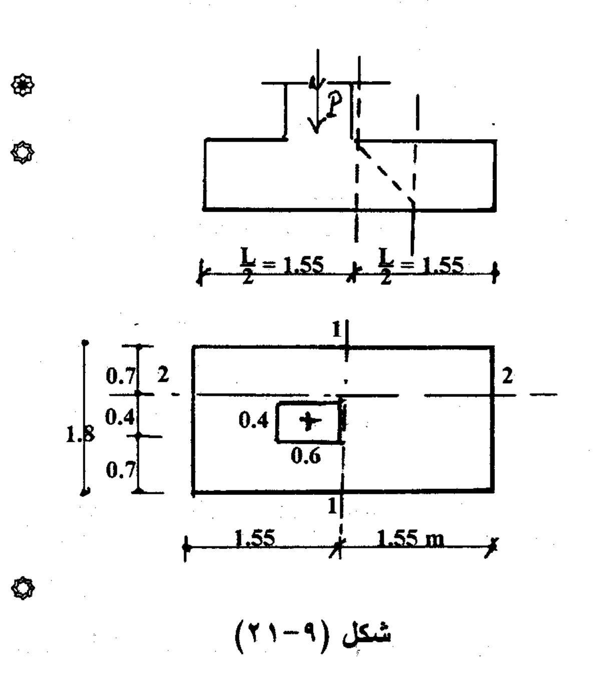
❂ عزم الانحناء (القطاع الحرج على وجه العمود):

$$M_{1-1} = 17.9 \times 1.55 \times 1.8 \times \frac{1.55}{2}$$
$$= 38.7 \;\; m.t$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}}$$
$$= 0.361 \sqrt{\frac{38.7 \times 10^5}{180}} = 58 \;\; cm$$

❂ القص الثاقب (بفرض القطاع الحرج على وجه العمود):

$$Q_{max\,p} = P - f_{cont} \times \ell_c \cdot b_c$$



شكل (٩-٢١)

$\therefore \quad Q_{max\ p} = 100 - 17.9 \times 0.4 \times 0.6 = 95.7\ \ t$

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_{max\ p}}{\square \times q_{p\ all}} = \frac{95.7}{2\,(0.4 + 0.6) \times 100} = 47.9 \cong 50\ \text{cm}$$

take $d = 60\ \text{cm} \longrightarrow t = 60 + 5 = 65\ \text{cm}$

* **مساحة الحديد الرئيسي:**

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\ d_{act}} = \frac{38.7 \times 10^5}{1237 \times 60} = 52.14\ \text{cm}^2\ /\ \text{bearth.}$$

take $27\ \phi\ 16$ mm / 1.8 ms $\longrightarrow$ ($54.0\ \text{cm}^2$)

* **التحقق من نسبة حديد التسليح:**

$$\mu = \frac{A_{s\ act}}{b\ d} = \frac{54}{180 \times 60} = 0.005 \cong 0.5\,\% > 0.25\,\%\ (\mu_{min})$$

$< \mu_{max}\ \% = 8.56 \times 10^{-4} \times f_{cu} = 8.56 \times 10^{-4} \times 200 = 1.712\ \%$ (o.k)

* **التحقق من إجهاد التماسك للحديد الرئيسي (للقطاع الحرج على وجه العمود):**

$$Q_{max\ b} = f_{cont} \times \frac{L}{2} \times B = 17.9 \times 1.55 \times 1.8 = 49.94\ \ t$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{max\ b}}{0.87\ \Sigma o\ .\ d} = \frac{49.44 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 27 \times 1.6 \times 60} = 7.1\ \ \text{kg/cm}^2 < 10$$

(o.k) safe

* **التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسي:**

$$d_d = \frac{A_s\ f_s}{0.9\ q_{b\ all}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0\ \ \text{cm} < (\text{c - cover})\ \ (150\ \text{cm})$$

(o.k) safe

* **التحقق من إجهاد القص [للقطاع الحرج على بُعد *(d)* من وجه العمود]:**

$Q_{max\ sh} = f_{cont} \times B\ (c\text{-}d) = 17.9 \times 1.8\ (1.55 - 0.6) = 30.61$ (t)

$$q_{max\ sh} = \frac{Q_{max\ sh}}{0.87\ b\ d} = \frac{30.61 \times 10^3}{0.87 \times 180 \times 60} = 3.26\ \ \text{kg/cm}^2 < q_{s\ b\ all}$$

($6\ \text{kg/cm}^2$) (o.k) safe

❁ بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

✿ عزم الانحناء:

$$M_{2\text{-}2} = f_{cont} \times \frac{L \times (B - b_c)^2}{8}$$

$$= 17.9 \times 3.1 \times (0.7)^2 / 8 = 3.40 \;\; m.t$$

$\because \quad d = 60 \;\; cm$

✿ مساحة الحديد:

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \, d_{act}} = \frac{3.4 \times 10^5}{1237 \times 60} = 4.58 \;\; cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 310 \times 60 = 46.5 \;\; cm^2 \longrightarrow \text{take } A_s = A_{s\,min} = 24 \, \phi \, 16 \text{ mm}$$

✿ التحقق من إجهاد التماسك لحديد التسليح:

$$Q_{max\,b} = f_{contact} \times L \times \left(\frac{B - b_c}{2}\right) = 17.9 \times 3.1 \times 0.7 = 38.84 \;\; (t)$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{max}}{0.87 \, \Sigma o \, . \, d} = \frac{38.84 \times 10^3}{0.87 \times 24 \times 1.6 \times 3.14 \times 60} = 6.17 \;\; kg/cm^2$$

$$< 10 \;\; kg/cm^2 \qquad (o.k)$$

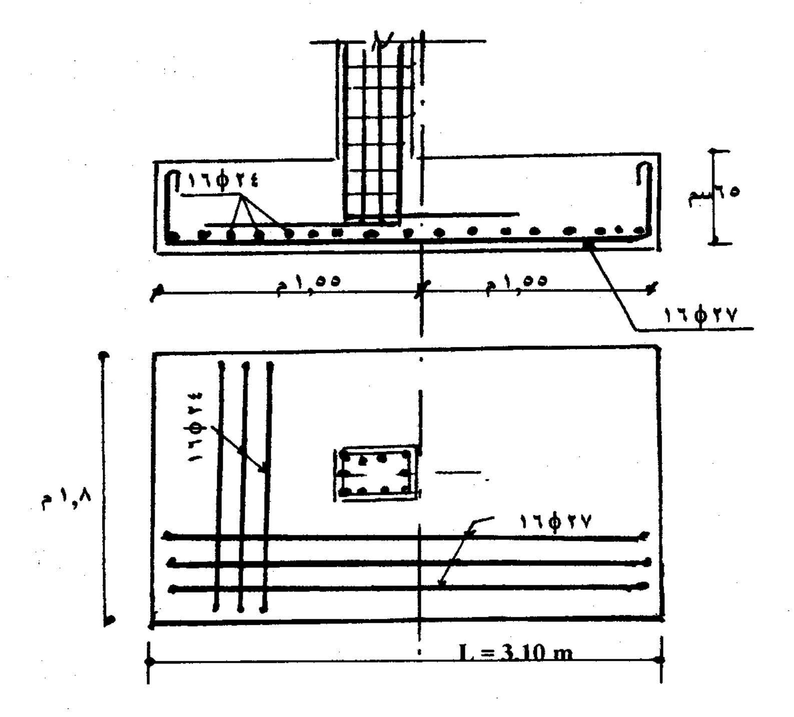
✿ التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسي:

$$d_d = \frac{A_s \, f_s}{o \cdot q_{b\,all}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \;\; cm \; < \; (70 - 5 \; cm) \quad (o.k)$$

✿ التحقق من إجهاد القص:

سوف تكون قيمته أقل حيث أن قيمة ($Q_{max\,sh}$) فى الاتجاه القصير أقل.

- أى أن القـــاعدة المسلحة بالأبعاد ٣,١ م × ١,٨٠ م وبسمك كلى ٦٥ سم آمـــنة وقـــادرة على تحمل جميع أنواع الإجهادات المؤثرة عليه وذلك مع حديد تسليح فى الاتجاه الطولى قدره ٢٧ ϕ ١٦ لعرض قدره ١,٨ م وفى الاتجـــاه القصـــير قدره ٢٤ ϕ ١٦ لعرض قدره ٣,١ م وكما هو موضح بالكروكى التالى شكل (٩-٢٢).



شكل (٩-٢٢) كيفية تسليح وتوزيع الحديد على القاعدة فى المثال السابق

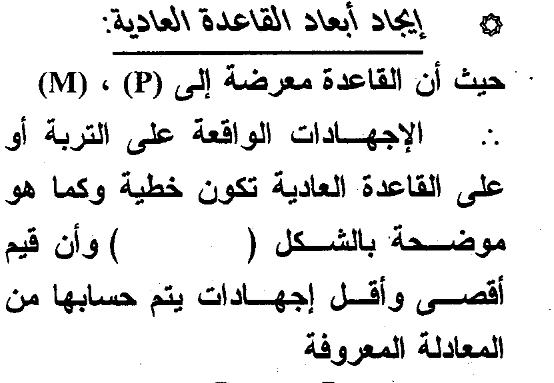
مثال (٢):

المطلــوب تصميم قاعدة عمود ٤٠ × ٦٠ سم ومعرض إلى حمل تشغيلى قــدره ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء متعاكس فى الاتجاهين بالنسبة لمحور مــوازى للاتجــاه الطويل للعمود قدره ٣٠ طن.م. أفرض أن جهد التربة الصافى المســموح به عند منسوب التأسيس هو ١,٠٠ كجم/سم٢ وأن حديد التسليح هو صلب طول رتبة ٣٥/٢٤ والخرسانة رتبة C 200.

الحل:

حيــث أن عــزم الانحــناء متعاكس ويعمل فى اتجاهين إذن يجب ضرورة استخدام قاعدة مستطيلة الشكل واعتبار أن القاعدة معرضة إلى حمل قدره ١٠٠ طــن مركــزى بالإضــافة إلى عزم انحناء فى اتجاه واحد أولاً ثم نعكس الوضع ونعتــبر القــاعدة معرضــة كحالة ثانية إلى حمل محورى قدره أيضاً ١٠٠ طن بالإضافة إلى عزم انحناء فى الاتجاه المعاكس كما سوف يتضح فيما يلى :

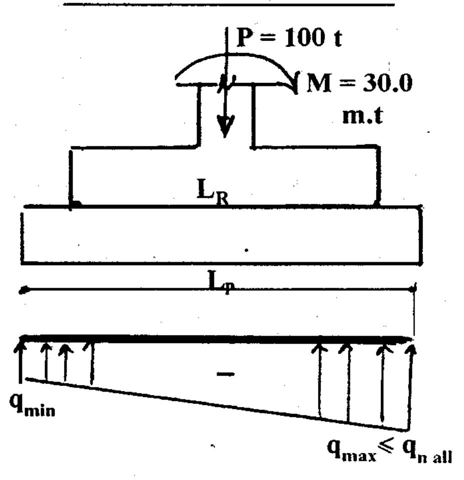
❁ تعريض القاعدة إلى حمل محورى ١٠٠ طن وعزم انحناء فى اتجاه واحد كما هو فى الشكل (٩-٢٣):



۞ إيجاد أبعاد القاعدة العادية:

حيث أن القاعدة معرضة إلى (P) ، (M)

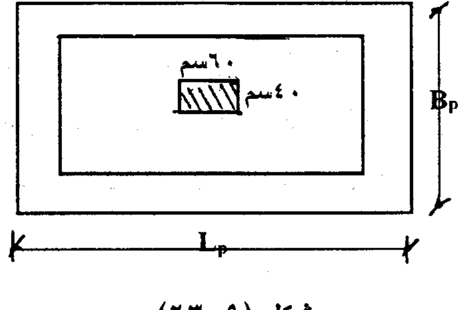
∴ الإجهـــادات الواقعة على التربة أو على القاعدة العادية تكون خطية وكما هو موضـــحة بالشـــكل (   ) وأن قيم أقصـــى وأقـــل إجهـــادات يتم حسابها من المعادلة المعروفة



$$q_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{B_p\ L_p}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L_p}\right]$$

حيث :

$$e = \frac{M}{P} = \frac{30}{100} = 0.3\ \text{ms}$$



شكل (٩-٢٣)

وأبعـــاد القـــاعدة العادية هما (B_p) ، (L_p) ولعدم انهيار التربة يجب ألا تتعدى أقصى قـــيمة للإجهادات (q_{max}) عن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة وهو ١٠ طن/م٢

$$\text{i.e.}\qquad q_{max} = \frac{P}{B_p\ L_p}\left[1 + \frac{6\,e}{L_p}\right] \leq q_{n\ all}\left[10\ \ t/m^2\right]$$

$$\text{i.e.}\qquad 10 = \frac{100}{B_p\ L_p}\left[1 + \frac{6 \times 0.3}{L_p}\right]$$

ومنـها عرض القاعدة (B_p) بدلالة طول القاعدة (L_p) كالآتى :

$$B_p = 10\left(\frac{L_p + 1.8}{L_p^2}\right)$$

وهـــى معادلة تربط قيمة العرض (B_p) بالطول (L_p) والحل هو بطريقة المحاولة والخطـــأ (Trial & error) يمكـــن إيجاد كل منهما على حدة كما يلى فى الجدول التالى :

L_p (m)	B_p (m)	$A_p = L_p \cdot B_p$ (m^2)
2	9.5	19.0
2.5	6.88	17.2
3.0	5.33	16.0
4.0	3.625	14.5
4.5	3.11	14.0
5.0	2.72	13.6
5.5	2.41	13.27

وبالنظر إلى الجدول السابق يتضح أن القاعدة المستطيلة تعطى أقل مساحة وأن القيمة ٤,٥ × ٣,١١ م تحقق النسبة بينها $\left(\frac{4.5}{3.11} = 1.45\right)$ تقريباً النسبة بين طول وعرض العمود $\left[1.5 = \frac{0.60}{0.40} = \frac{\ell_c}{b_c}\right]$ لذلك يتم أخذ طول القاعدة ٤,٥ متر وعرضها - ٣,٢ متر.

وبمعلومية قيم أبعاد القاعدة العادية وهى $L_p = 4.5$ ms ، $B_p = 3.2$ m إذن يتم حساب قيم أقصى إجهادات واقعة على التربة بشرط ألا تتعدى القيمة القصوى (f_{max}) عن الإجهاد الصافى المسموح به للتربة وأن القيمة الدنيا (f_{min}) يجب ألا تكون أقل من الصفر حتى لا يحدث انفصال بين القاعدة والتربة (أى يجب ألا تتولد إجهادات شد على التربة).

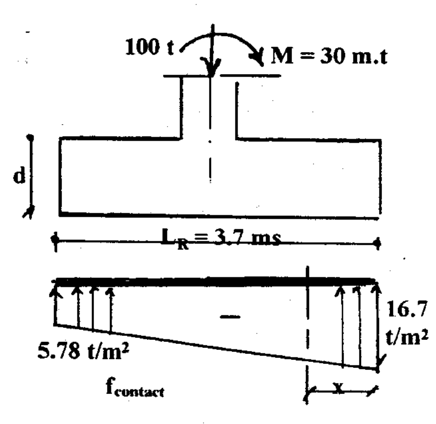
$$\therefore \quad f_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{B_p\, L_p}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L_p}\right]$$

$$= \frac{100}{4.5 \times 3.2}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.3}{4.5}\right] \qquad \therefore \quad f_{max} = 9.72 \ \ t/m^2 \ < \ 10 \ \ kg/cm^2$$

، $f_{min} = +\,4.2 \ \ t/m^2 \ > \ 0$ (no tension) (o.k)

وبفرض بروز الخرسانة العادية ٤٠ سم من جميع النواحى وسمكها ٤٠ سم فإن أبعاد القاعدة المسلحة $L_R = 4.5 - 2 \times 0.4 = 3.7$ ms ، $B_R = 3.2 - 2 \times 0.4 = 2.4$ ms.

- بالنسبة لتصميم القاعدة المسلحة ذات الأبعاد $L = 3.7$ ms ، $B = 2.4$ ms يتبع نفس الخطوات السابقة فى المثال السابق.
- يتم حساب جهد التلامس بين القاعدة العادية والمسلحة.



$$f_{cont\ \substack{max \\ min}} = \frac{P}{B\,L}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L}\right]$$

$$\therefore \quad f_{cont\ max} = \frac{100}{2.4 \times 3.7}\left[1 + \frac{6 \times 0.3}{3.7}\right]$$

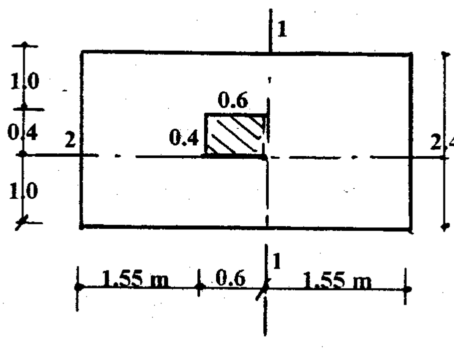
$$= 116.7 \ \ t/m^2 < 50 \ \ (o.k)$$

$$\therefore \quad f_{cont\ min} = \frac{100}{2.4 \times 3.7}\left[1 - \frac{6 \times 0.3}{3.7}\right]$$

$$= 5.78 \ \ t/m^2 > 0 \ \ (o.k)$$

i.e. no tension.

• يتم حساب قيمة إجهاد التلامس ($f_{contact}$) لقطاع يقع على مسافة (x) من الحافة المعرضة لأقصى إجهاد



$$f_{contact\ (x)} = 16.7 - \frac{(16.7 - 5.78)\ x}{3}$$

$$= 16.7 - \frac{10.92\ (x)}{3} \ \ (t/m^2)$$

وقيمة إجهاد التلامس عند مركز العمود تعادل عند (x = 1.85 m)

شكل (٩-٢٤)

$$f_{contact\ (1.85)} = 16.7 - \frac{10.92 \times 1.85}{3} = 9.996 \ \ t/m^2$$

۞ بالنسبة لإجهاد القص الثاقب (q_p):

$$\because \quad Q_{max\ p} = P - A_{col} \cdot q_{contact} \text{ at c . g of col.}$$

$$= 100 - 9.996 \times 0.6 \times 0.4 = 97.61 \ \ t$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_{max\ p}}{\Sigma \square \times q_{p\ all}} = \frac{97.61}{2\,(0.6 + 0.4) \times 100} = 0.4881 \ \ (m)$$

۞ بالنسبة لأقصى إجهادات واقعة على القاعدة فى الاتجاه الطويل:

– *عزم الانحناء الأقصى عند وجه العمود:*

قيمة إجهاد التلامس عند وجه العمود (x = 1.55 m)

$$f_{contact} = 16.7 - \frac{10.92}{3} \times 1.55 = 11.06 \ \ t/m^2$$

$$M_{max\ 1\text{-}1} = 11.06 \times 1.55 \times 2.4 \times \frac{1.55}{2} + (16.7 - 11.06) \times 1.55 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.55 = 31.886 + 4.517 = 27.369 \ \ m.t$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{27.369 \times 10^5}{240}} = 38.55 \text{ cm}$$

if we take $B = b_c + 20 = 40 + 20 = 60$ cm

$$\therefore \quad d_m = 0.361 \sqrt{\frac{27.369 \times 10^5}{60}} = 77.1 \text{ cm}$$

take $d = d_{av} = \frac{39 + 77}{2} = \frac{106}{2} = 55 \text{ cm} \longrightarrow t = 60 \text{ cm}$

– *حديد التسليح الرئيسى:*

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d} = \frac{27.369 \times 10^5}{1237 \times 55} = 40.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 20\,\phi\,16 \ (40.2 \text{ cm}^2)$$

وحيث أن عزم الانحناء المؤثر يعمل فى اتجاهين إذن يتم وضع نفس الحديد فى الاتجاهين أى ٢٠ ϕ ١٦ فى الاتجاه الطولى للقاعدة وتوزع على العرض ٢,٤٠ متر بالتساوى.

- التحقق من الحد الأدنى والأقصى للحديد التسليح الرئيسى فى الاتجاه الطويل.

$$\mu\% = \frac{40.2}{240 \times 55} = 0.31\,\% \quad > \mu_{min} = 0.25\,\% \quad ، \mu_{max} = 1.712\,\% \ \text{(o.k)}$$

– *التحقق من إجهاد التماسك:*

القطاع الحرج على وجه العمود

$$Q_{max\,bond} = 11.06 \times 1.55 \times 2.4 + (16.7 - 11.06) \times 1.55 \times \frac{1}{2} \times 2.4$$

$$= 41.14 + 10.488 = 51.63 \ (t)$$

$$q_{max\,b} = \frac{Q_{max\,b}}{0.87\, \Sigma o \,.\, d} = \frac{51.63 \times 10^3}{0.87 \times 20 \times 3.14 \times 1.6 \times 55} = 10.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$> 10 \text{ kg/cm}^2$$

then take $A_s = 30\,\phi\,13$ mm

$$\longrightarrow q_{max\,b} = \frac{51.63 \times 10^3}{0.87 \times 30 \times 3.14 \times 1.3 \times 55} = 8.81 < 10 \quad \text{o.k}$$

– *التحقق من طول الرباط:*

$$d_d = \frac{A_s\, f_s}{o\, q_{b\,all}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \text{ cm} \quad M\ (155 - 5 \text{ cm})\ 150 \text{ cm} \qquad \text{(o.k)}$$

– التحقق من إجهاد القص:

القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

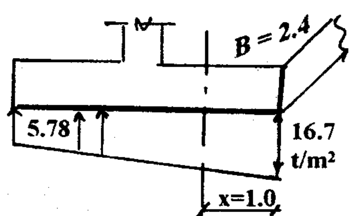
$x_{sh} = 1.55 - 0.55 = 1.0$ ms

$\therefore \quad f_{contact\ x=1.0\ ms} = 16.7 - \dfrac{10.92 \times (1)}{3} = 13.06\ \ t/m^2$

$Q_{max\ sh} = 13.06 \times 1.0 \times 2.4$

$+ (16.7 - 13.06) \times \dfrac{1}{2} \times 1.0 \times 2.4$

$= 31.344 + 4.368 = 35.912\ \ t$



$\therefore \quad q_{max\ sh} = \dfrac{Q_{max\ sh}}{0.87\ b\ d} = \dfrac{35.712 \times 10^3}{0.87 \times 240 \times 55} = 3.11\ \ kg/cm^2$

$< q_{sh\ all}\ (6\ kg/cm^2)$

۞ بالنسبة لأقصى إجهادات واقعة على القاعدة فى الاتجاه القصير:

– عزم الانحناء الأقصى على وجه العمود:

$\therefore \quad M_{max\ 2\text{-}2} = \left[\dfrac{16.7 + 5.78}{2}\right] \times 3.7 \times 1.0 \times \dfrac{1.0}{2} = 20.794\ \ m.t/breadth$

$\because \quad d_{act} = 55 - 2 = 53$ cm

$\therefore \quad A_s = \dfrac{M_{max}}{k_2\ d_{act}} = \dfrac{20.794 \times 10^5}{1237 \times 53} = 31.72\ \ cm^2/breadth$

check $\quad A_{s\ min} = \dfrac{0.25}{100} \times 370 \times 53 = 49.03$ cm2 / breadth (370 cm)

take $\quad A_{s\ act} = A_{s\ min} = 49.03\ cm^2$ [37 f 13 / 370 $\longrightarrow$ 10 f 13 / m`]

– التحقق من إجهاد التماسك:

القطاع على وجه العمود

$Q_{max\ b} = \left[\dfrac{16.7 + 5.78}{2}\right] \times 3.7 \times 1.0 = 41.588\ \ (t)$

$d_{act} = 53$ cm

$\therefore \quad q_{b\ max} = \dfrac{Q_{max\ sh}}{0.87\ \Sigma o\ d_{act}} = \dfrac{41.588 \times 10^3}{0.87 \times 53 \times 37 \times 3.14 \times 1.3} = 5.97\ \ kg/cm^2$

< 10 (o.k)

- *التحقق من طول الرباط:*

$$d_d = \frac{A_s\, f_s}{o\, q_{b\,all}} = \frac{1.33 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.61 \text{ cm} < (100 - 5) \text{ cm} \qquad \text{(o.k)}$$

- *التحقق من إجهاد القص:*

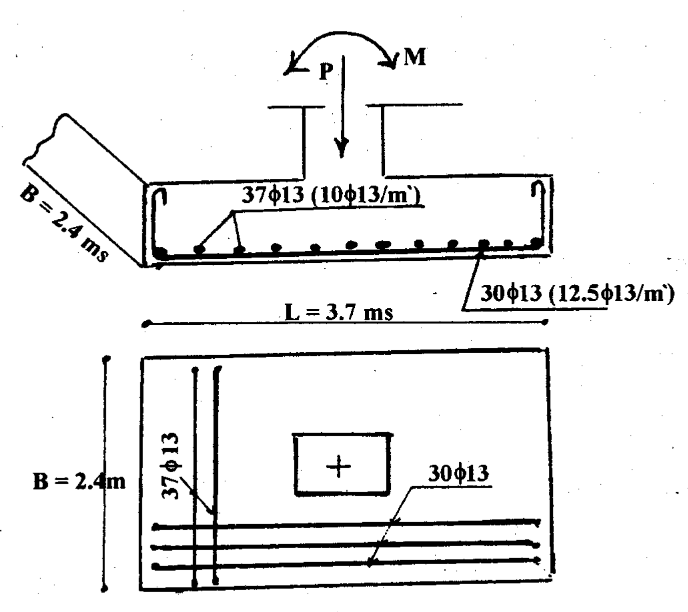
القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

$$\therefore \quad q_{max\,sh} = \left[\frac{16.7 + 5.78}{2}\right] \times 3.7 \times [1.0 - 0.55] = 18.715 \text{ (t)}$$

$$\therefore \quad q_{max\,sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87\, b\, d_{act}} = \frac{18.715 \times 10^3}{0.87 \times 370 \times 53} = 1.1 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

وهو مقدار صغير نظراً لصغر القوى القاصة وكبر عرض القاعدة.

ويبيـــن الكروكى التالى شكل (٩-٢٥) بيان بسمك القاعدة وحديد تسليحها فى الاتجاهين.



شكل (٩-٢٥) كروكى لبيان توزيع حديد التسليح للقاعدة المستطيلة فى المثال السابق

مثال رقم (٣):

المطلوب تصميم قاعدة عمود فى هيكل خرسانى مسلح يحمل ٦٠,٠٠ طناً حمـــلاً رأسياً، ١٢,٠٠ طن.متر كعزم انحناء عند سطح الأرض وقوة قص قدرها

٨,٠٠ طـن عـند سـطح الأرض. أفرض عمق التأسيس ٢,٠٠ متر من سطح الأرض وقطـاع العمود ٣٠×٩٠ سم وتسليحه ٦ ϕ ٢٢ لجانب الشد ، ٤ ϕ ٢٢ لجانب الضغط وعرض القاعدة محدد وهو ٢,١٠ متر وإجهاد التربة المسموح به عـند منسوب التأسيس لا يتعدى ١,٢٠ كجم/سم٢ (القص يعمل على زيادة العزم مع العمق وأن العزم والقص فى اتجاه واحد).

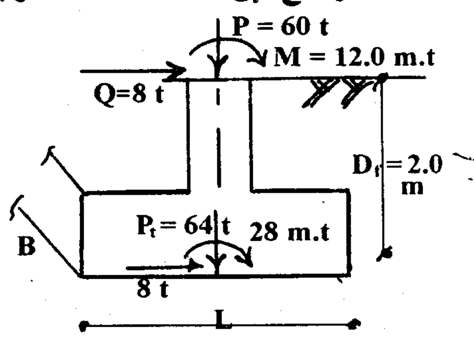
الحل:

حيث أن العمود معرض إلى ردود الأفعال وقوى عمودية (P = 60 t)، عزم انحـناء M = 12.0 m.t، قـوى قاصة أفقية فى اتجاه العزم Q = 8.0 t كما هو موضح فإن القاعدة عند منسوب التأسيس تتعرض إلى القوى التالية :

$$P_T = P + \gamma_{av} . D_f = 60 + 2.0 \times 2.0 = 64 \ (t)$$

$$M = 12.0 + Q \times D_f = 12 + 8 \times 2 = 28.0 \ m.t$$

$$Q = 8.0 \ t$$



شكل (٩-٢٦)

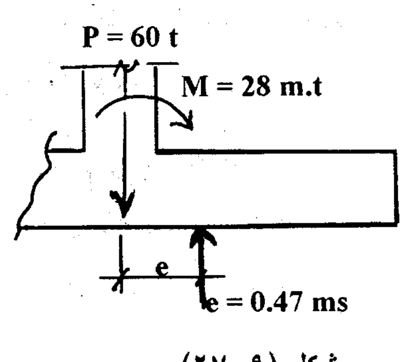
وحيث أن العزم المؤثر على القاعدة هو عزم ذو اتجاه واحد وليس متعاكس إذن يـتم تصـميم القـاعدة على أساس أنها بدون لا مركزية (e) وذلك بوضع حمل العمود عند مركز القاعدة وكما هو موضح بالكروكى التالى :

$$\because \quad e = \frac{M}{P} = \frac{28}{60} = 0.47 \ ms$$

$$\because \quad q_{net\,soil} = \frac{P}{\text{Area of pl. con.}} \leq q_{n\,all}$$

$$\therefore \quad \frac{60}{\text{Area pl.}} \leq 12$$

$$\longrightarrow A_{p\ell} = \frac{60}{12} = 5.0 \ m^2$$



شكل (٩-٢٧)

وحيث أن عرض القاعدة العادية محدد إذن طولها يعادل :

$$L_{p\ell} = \frac{A_{p\ell}}{B_{pl}} = \frac{5.0}{2.10} = 2.38 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad 2.4 \text{ ms}$$

أى أن القـــاعدة العادية أبعادها (2.10 × 2.40 m) وبفرض بروزها يعادل ٤٠ ســم من كل ناحية إذن عمقها لا يقل عن $\left[\frac{C}{1.15}\right]$ أى ٣٥ سم ويؤخذ ٤٠ سم مساوى للبروز.

∴ أبعــاد القاعدة المسلحة هو : طول يساوى [٢,٤٠-٢ × ٠,٤] = ١,٦٠ م وعرضها يساوى [٢,١٠ - ٢ × ٠,٤] = ١,٣٠ م وبالتالى يتم التعامل مع القاعدة المسلحة بهذه الأبعاد.

وبالإشـــارة إلـــى الكـــروكى التالى حيث الأبعاد السابقة حيث طول العمود (ℓ_c = 90 cm) أكـــبر من نصف طول القاعدة المسلحة وهو ٨٠ سم الأمر الذى يتطلب ضرورة زيادة نصف طول القاعدة المسلحة بحيث لا يقل عن [٩٠ سم + ٢ سم].

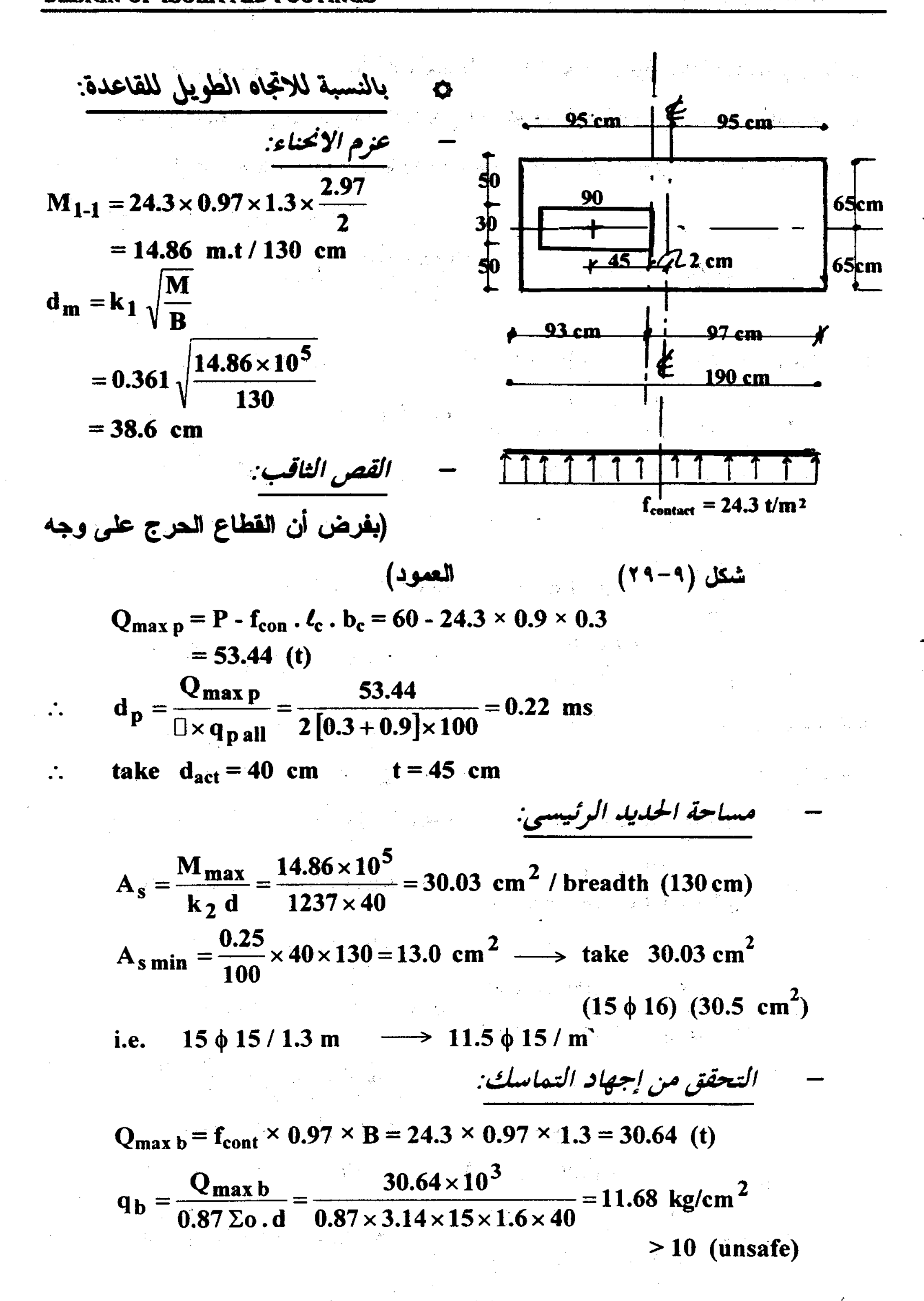
وعليه يصبح طول القاعدة المسلحة ٩٢ × ٢ ≅ ١,٩٠ م وطـــول القاعدة العادية تبعاً لذلك يعادل ١٩٠ + ٢ × ٤٠ = ٢٧٠ سم وعرض القاعدة العادية ثابت ويعادل ٢١٠ سم وعرض القاعدة المسلحة ثابت ويعادل ١٣٠ ســم وعليه تكون القاعدة المسلحة معرضة إلى إجهاد تلامس ($f_{contact}$) قدره:

شكل (٩-٢٨)

$$f_{contact} = \frac{P}{\text{Area of R.C}} = \frac{60}{1.90 \times 1.3} = 24.30 \text{ t/m}^2 < 50 \quad \text{(o.k)}$$

وعليه فإنه يتم تصميم القاعدة المسلحة لمقاومة الإجهادات الواقعة عليها من جراء إجهاد التلامس هذا وذلك لإيجاد السمك الكافى والحديد المطلوب لمجابهة هذه الإجهادات.

✪ بالنسبة للاتجاه الطويل للقاعدة:



شكل (٩-٢٩)

– *عزم الانحناء:*

$$M_{1\text{-}1} = 24.3 \times 0.97 \times 1.3 \times \frac{2.97}{2}$$

$$= 14.86 \ \text{m.t} / 130 \ \text{cm}$$

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{14.86 \times 10^5}{130}}$$

$$= 38.6 \ \text{cm}$$

– *القص الثاقب:*

(بفرض أن القطاع الحرج على وجه العمود)

$$Q_{max\,p} = P - f_{con} \,.\, \ell_c \,.\, b_c = 60 - 24.3 \times 0.9 \times 0.3$$

$$= 53.44 \ (t)$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_{max\,p}}{\square \times q_{p\,all}} = \frac{53.44}{2\,[0.3 + 0.9] \times 100} = 0.22 \ \text{ms}$$

$\therefore$ take $d_{act} = 40$ cm $\qquad t = 45$ cm

– *مساحة الحديد الرئيسي:*

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d} = \frac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 40} = 30.03 \ \text{cm}^2 \ / \ \text{breadth} \ (130\,\text{cm})$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 40 \times 130 = 13.0 \ \text{cm}^2 \longrightarrow \text{take} \ 30.03 \ \text{cm}^2$$

(15 ϕ 16) (30.5 cm^2)

i.e. 15 ϕ 15 / 1.3 m $\longrightarrow$ 11.5 ϕ 15 / m`

– *التحقق من إجهاد التماسك:*

$$Q_{max\,b} = f_{cont} \times 0.97 \times B = 24.3 \times 0.97 \times 1.3 = 30.64 \ (t)$$

$$q_b = \frac{Q_{max\,b}}{0.87\, \Sigma o \,.\, d} = \frac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 15 \times 1.6 \times 40} = 11.68 \ \text{kg/cm}^2$$

> 10 (unsafe)

∴ إمـــا يـــتم زيادة سمك القاعدة إلى ٥٠ سم أو تقليل قطر الحديد وحيث أن التقلـــيل ســـوف يـــزود عدد الأسياخ المطلوبة إلى الحد أن تتقارب المسافة بين الأســـياخ ممـــا لا يســـمح بسهولة الصب الأمر الذى يفضل فى هذه الحالة زيادة سمك القاعدة إلى ٥٠ سم.

i.e. $d_{act} = 45$ cm ∴ $A_s = \dfrac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 45} = 26.69 \ \text{cm}^2$

(14 ϕ 16 mm)

i.e. 14 ϕ 16 / 1.3 ⟶ 11 ϕ 16 / m\` (i.e. C.L to C.L ≅ 9 cm)

، $q_b = \dfrac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 14 \times 1.6 \times 45} = 11.13 \ \text{kg/cm}^2 > 10$ (unsafe)

ما زال إجهاد التماسك أكبر من الحدود المسموح بها وهو ١٠ كجم/سم٢

وعليه يتم زيادة سمك القاعدة إلى ٥٥ سم أى أن t = 60 cm

∴ $A_s = \dfrac{14.86 \times 10^5}{1237 \times 55} = 21.84 \ \text{cm}^2$ (11 ϕ 16 / 1.3 ms)

∴ $q_b = \dfrac{30.64 \times 10^5}{0.87 \times 3.14 \times 11 \times 1.6 \times 55} = 11.58 \ \text{kg/cm}^2 > 10 \ \text{kg/cm}^2$

ومـــا زال إجهـــاد التماســـك أكبر إذن لا بد فى هذه الحالة من زيادة عدد الأسياخ بأخذ القطر ١٣ مم مع السمك ٥٠ سم أى بمساحة قدرها ٢٦,٦٩ سم٢ وهى تعادل <u>٢٠ ϕ ١٣</u> مم وبذلك تصبح قيمة إجهاد التماسك كما يلى :

∴ $q_b = \dfrac{30.64 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 20 \times 1.3 \times 45} = 9.59 \ \text{kg/cm}^2 < 10$ (o.k) safe

– ***التحقق من طول الرباط:***

$$d_d = \frac{A_s f_s}{o \cdot q_{b\,all}} = \frac{1.326 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.47 \ \text{cm} < (97 - 5\,\text{cm})$$

– ***التحقق من إجهاد القص:***

القطاع الحرج على بُعد (d) من وجه العمود

$Q_{max\,sh} = f_{cont} \times B\,(0.97 - d) = 24.3 \times 1.3\,(0.97 - 0.45) = 16.427$ (t)

$$q_{max\,sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87\,b\,d} = \frac{16.427 \times 10^3}{0.87 \times 130 \times 45} = 3.23 \ \text{kg/cm}^2 < 6 \ \text{kg/cm}^2 \quad \text{(o.k)}$$

✪ بالنسبة للاتجاه القصير للقاعدة:

– عزم الانحناء:

$$M_{2\text{-}2} = f_{cont} \times L \times \frac{(B - b_c)^2}{8}$$

$$= 24.3 \times 1.9 \frac{(1.3 - 0.3)^2}{8} = 5.77 \ \ m.t$$

$\because \quad d = 45 \ \ cm$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \, d_{act}} = \frac{5.77 \times 10^5}{1237 \times 45} = 10.37 \ \ cm^2$$

$$، \quad A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 45 \times 190 = 21.375 \ \ cm^2$$

$\longrightarrow$ take $21.375 \ cm^2$ $(17 \phi 13 \ mm)$

– التحقق من إجهاد التماسك:

$$Q_{max\,b} = f_{cont} \times L \frac{(B - b_c)}{2} = 24.3 \times 1.9 \frac{(1.3 - 0.3)}{2} = 23.09 \ \ (t)$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{max\,b}}{0.87\,\Sigma o \, . \, d} = \frac{23.09 \times 10^3}{0.87 \times 17 \times 1.3 \times 3.14 \times 45} = 8.49 \ \ kg/cm^2 < 10$$

(safe)

– التحقق من طول الرباط:

$$d_d = \frac{A_s \, f_s}{o \cdot q_{b\,all}} = \frac{1.326 \times 1400}{3.14 \times 1.3 \times 10} = 45.5 \ \ cm \ < \ 50 \, cm \quad (o.k)$$

– التحقق من إجهاد القص:

$$Q_{max\,sh} = f_{cont} \cdot L \left[\frac{B - b_c}{2} - d \right]$$

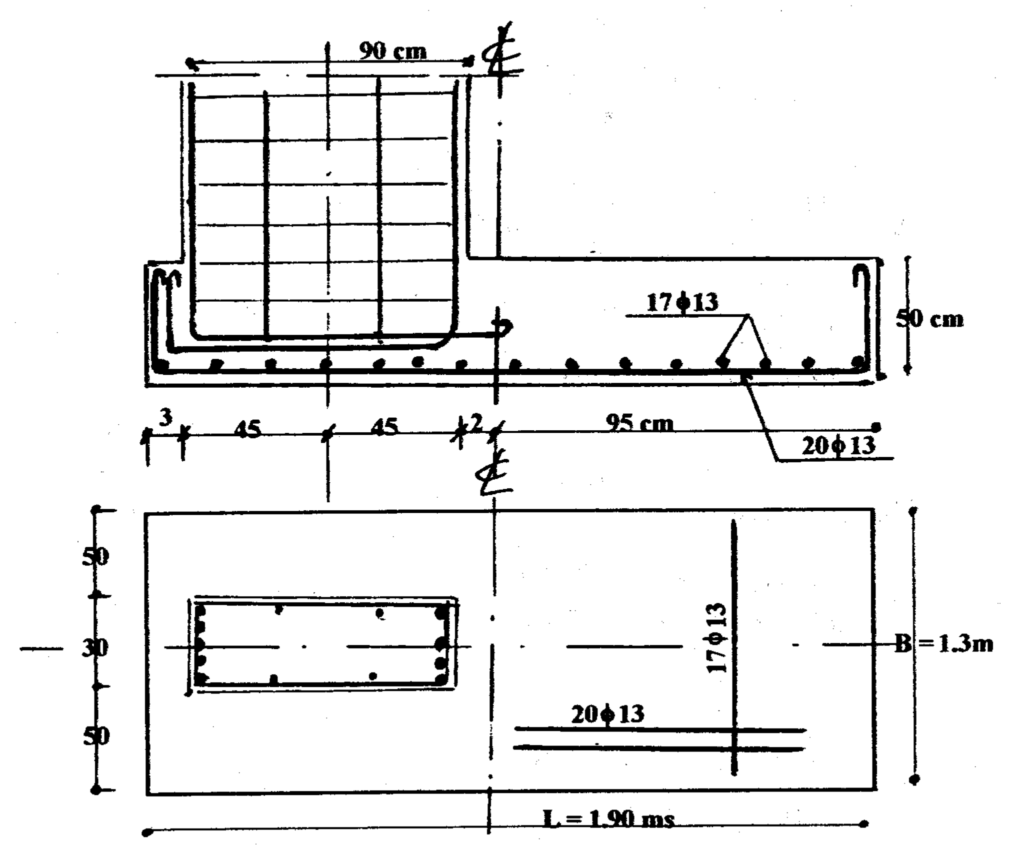
$$= 24.3 \times 1.9 \left[\frac{1.3 - 0.3}{2} - 0.45 \right] = 2.309 \ \ (t)$$

$$q_{max\,sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{0.87 \, b \, d} = \frac{2.309 \times 10^3}{0.87 \times 190 \times 45} = 0.31 \, kg/cm^2 <<< 6 \ \ kg/cm^2$$

(o.k)

• مما سبق يتبين أن القاعدة المسلحة بأبعاد طول ١,٩٠ م×عرض ١,٣٠ م وبسمك كلى ٥٠ سم آمنة وقادرة على تحمل جميع الأحمال الواقعة عليها

وذلــك مع حديد تسليح طولى فى الاتجاه الطولى قدره ٢٠ ϕ ١٣ لعرض قدره ١,٩ م وفى الاتجاه القصير قدره ١٧ ϕ ١٣ مم لعرض قدره ١,٣٠ وكما هو موضح بالكروكى التالى شكل (٩-٣٠).



شكل (٩-٣٠) كيفية تسليح وأبعاد القاعدة المسلحة فى المثال السابق رقم (٣)

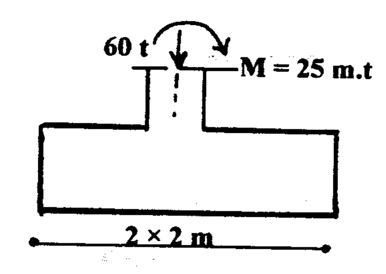
مثال رقم (٤):

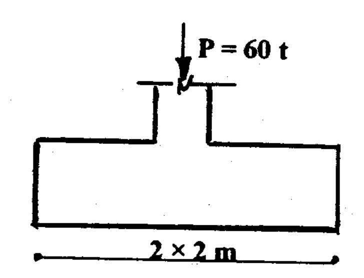
قــاعدة عمود مربع الشكل عادية بأبعاد ٢,٠٠ × ٢,٠٠ متر يرتكز عليها عمــود محــورى يحمل حملاً تشغيلياً قدره ٦٠ طن. فإذا ما أضيف للقاعدة عزم انحناء فى اتجاه واحد قدره ٢٥ طن.م المطلوب إعادة تصميم القاعدة إذا عُلم أن جهـد الـتربة الصــافى المســموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١,٥ كجم/سم٢ وأن الخرسانة هى رتبة C 200 وحديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤.

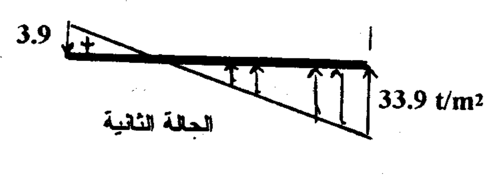
الحل:

- فـــى الحالة الأولى فإن الحمل محورى مع القاعدة قدره ٦٠ طن ومساحة القـــاعدة ٢,٠٠ × ٢,٠٠ متر إذن الجهد الواقع على التربة يكون موزع بانتظام وقدره :

$$f_{n\,soil} = \frac{P}{A} = \frac{60}{2 \times 2} = 15\ t/m^2 = f_{n\,all} \qquad \text{(o.k)} \quad \text{safe}$$







$f_n = 15\ t/m^2$

الحالة الأولى

شكل (٩-٣١)

- فى الحالة الثانية عند إضافة عزم انحناء قدره ٢٥ طن.م على القاعدة إذن تكون الإجهادات الواقعة على التربة تكون خطية وغير موزعة بالتساوى.

$$f_{n\,soil} = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6\,e}{L}\right)$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{25}{60} = 0.42\ \text{ms}$$

$$، \qquad \frac{L}{6} = \frac{2.0}{6} = 0.33\ \text{ms}$$

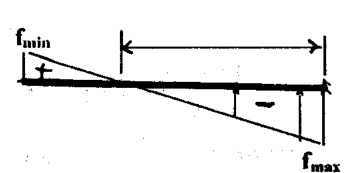
وحيـــث أن $e > \frac{L}{6}$ إذن فـــإن الإجهـــادات الواقعة على التربة سوف تأخذ الشكل الموضح وبها إجهادات شد فى ناحية وإجهادات ضغط فى الناحية الأخرى.

$$f_{n\,soil} = \frac{60}{2 \times 2}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.42}{2}\right]$$

i.e. $\quad f_{max} = 33.9\ \text{kg.m}^2$ (comp.)

، $\quad f_{min} = 3.9\ t/m^2$ (Tension)

ومـن هـذا يتبيـن أن أقصى إجهادات على التربة تزيد عن ١٥ طن/م٢ الحدود المسموح بها للضغط وأن هناك إجهادات شد متولدة على التربة وهو غير مسـموح به حيث أنه سوف يحدث انفصال بين القاعدة والتربة وعليه فإنه يجب أن لا تـتعدى قـيمة (f_{min}) عن الصفر وأن قيمة أقصى إجهاد ضغط واقع على التربة يحسب من المعادلة التالية:



$$f_{max} = \frac{2\,P}{3\,B\left(\frac{L}{2} - e\right)} = \frac{2 \times 60}{3 \times 2\left[\frac{2}{2} - 0.42\right]}$$

$$= 34.48 \ \ t/m^2 > f_{n\,all} \ \ (15\ t/m^2)$$

وهو غير مسموح به لذلك يجب إعادة تصميم القاعدة مرة ثانية أى إيجـاد أبعادها ($L \times B$) بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة عن ($f_{n\ all}$) وبجانـب ذلـك يمكن الاقتصاد فى أبعاد القاعدة بحيث تؤخذ مقدار اللامركزية (e) تساوى الحد الأدنى لها وهو $\left(\frac{L}{6}\right)$ وعليه فإن :

$$q_{max} = \frac{P}{B\,L}\left(1 + \frac{6\,e}{L}\right) \le 15 \ \ t/m^2 \ \ (q_{n\,all})$$

$$\therefore \qquad B = \frac{P}{15}\left(\frac{L + 6\,e}{L^2}\right) = \frac{60}{15}\left(\frac{L + 6 \times 0.42}{L^2}\right)$$

$$\text{i.e.} \qquad B = 4\left(\frac{L + 2.52}{L^2}\right) \qquad *$$

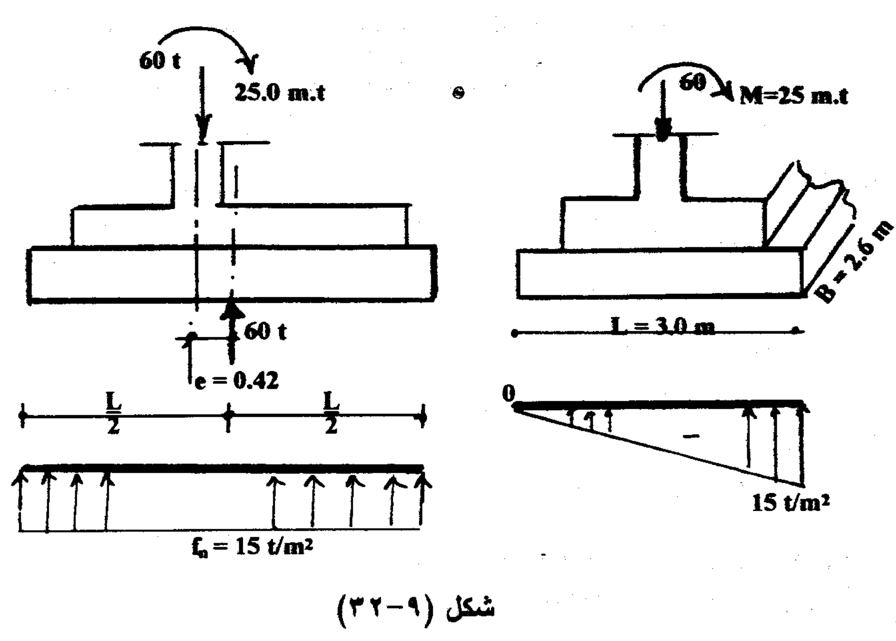
وهـى معادلة تربط العلاقة الاقتصادية بين كل من عرض القاعدة وطولها ومـن حل هذه المعادلة يتبين أن أقل قيمة للطول هو ($L = 2.52$) $\therefore$ يتم أخذ الطول $L = 2.60$ وعليه فإن العرض المناظر لهذا الطول هو :

$$B = 4\left(\frac{2.6 + 2.52}{(2.6)^2}\right) = 3.0 \ \ ms$$

أى أن طـول القـاعدة هـو الطـول الكبير $L = 3.0$ m ، عرضها يعادل $B = 2.6$ ms.

- ومما جاء بعاليه فإن القاعدة العادية الآمنة بحيث لا يتعدى الإجهاد الواقع علـى الـتربة بدون إجهادات شد عليها هو ٢,٦٠ م × ٣,٠٠ م وبالتالى

فإنـــه يمكن اختيار القاعدة المسلحة بالأبعاد [طول = ٣,٠٠ - ٢ × ٠,٤ = ٢,٢٠ م ، عـرض = ٢,٦٠ - ٢ × ٠,٤ = ١,٨٠ م] وبفرض أبعاد العمـــود ٣٠ × ٥٠ سم فإنه يمكن تصميم القاعدة المسلحة بإيجاد سمكها وحديد تسليحها الآمنين باتباع نفس الأسلوب والطريقة والخطوات المتبعة فى المثال رقم (١).



شكل (٩-٣٢)

- وهـــناك حـــل آخر يمكن عن طريقه جعل الإجهادات موزعة بانتظام بجعل محصـــلة رد الفعل للتربة ينطبق مع مقدار اللامركزية (e = 0.42 m) وكما هو مبين.

i.e. $f_n = \dfrac{P}{A} \leq 15$

$\therefore \quad A = \dfrac{60}{15} = 4.0 \ m^2$

وبفرض $\dfrac{\ell_c}{b_c} = \dfrac{L}{B} = \dfrac{50}{30} = 1.67$

$\therefore \quad L = 1.67\,B \longrightarrow B = \dfrac{4.0}{1.67\,B} \longrightarrow B = 1.6 \ ms$

$\therefore \quad L = 2.7 \ m$

ويعتـــبر هذا الحل أكثر اقتصاداً عن الحل السابق حيث مساحة القاعدة العادية فى الحالة الأولى تعادل (٣,٠٠ × ٢,٦ = ٧,٨ م٢) وفى الحالة الثانية تعادل (٢,٧ × ١,٦ = ٤,٣٢ م٢) الأمـــر الذى يفضل اتباع الحل الثانى وعليه فإنه فى هذه الحالـــة الأخـــيرة القـــاعدة المسلحة تكون بأبعاد ٢,٠٠ × ٠,٩ م بفرض بروز الخرســـانة ٣٥ ســـم من كل جانب وبعد ذلك يتم ابتاع نفس الخطوات المتبعة فى المثال رقم (١) لإيجاد أبعاد حديد تسليح القاعدة المسلحة.

وهناك افتراض آخر ألا وهو اختيار (L-B) للقاعدة العادية يعادل $(L_c - b_c)$

i.e. $L - B = L_c - b_c = 0.5 - 0.3 = 0.2$

i.e. $B = L - 0.2$

$$\because \quad f_{n\,soil} = f_{max} = \frac{P}{B\,.\,L}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L}\right] \le 15$$

$$\therefore \quad \frac{60}{L\,(L - 0.2)}\left[1 + \frac{6 \times 0.42}{L}\right] = 15$$

$$\therefore \quad \frac{60}{L^2 - 0.2\,L}\left[1 + \frac{2.52}{L}\right] = 15$$

$$\therefore \quad 60 + \frac{151.2}{L} = 15\,L^2 - 3\,L$$

$$\therefore \quad 60\,L + 151.2 - 15\,L^3 + 3\,L^2 = 0$$

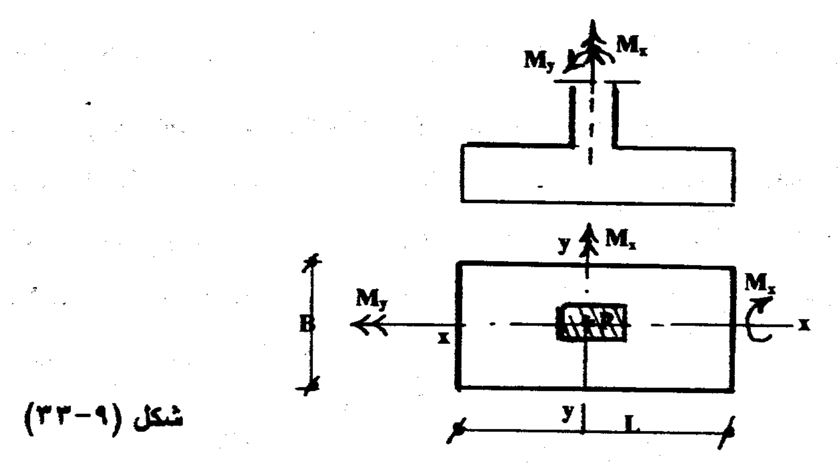
$$L^3 - 0.2\,L2 + 4\,L + 10.08 = 0$$

وهى معادلة من الدرجة الثالثة يتم حلها بالمحاولة فى المجهول (L) ثم يتم إيجاد العرض (B) ويكمل الحل بعد ذلك.

القواعـــد المنفصـــلة المعرضـــة إلى قوى عمودية (P) وعزوم انحناء مزدوجة حول المحورين $(M_X$ & $M_Y)$:

- فى بعض الحالات تتعرض القواعد المسلحة سواء مربعة أو مستطيلة الشكل إلى أحمـــال غـــير محورية بالنسبة لمحورى القاعدة الرئيسيين (x-x) ، (y-y) وعليه تكون القواعد معرضة إلى :

قـــوى عموديـــة (p) + عزم انحناء حول المحور (x-x) هو (M_x) + عزم انحناء حول المحور (y-y) هو (M_y) وكما هو مبين بالشكل (٩-٣٣).



شكل (٩-٣٣)

- وبـــناء وباتباع حساب الإجهادات عند أى نقطة على سطح القاعدة تكون المعادلة العامة للإجهادات هى :

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

حيث (I_x) : هو عزم القصور الذاتى للقاعدة حول محورها $(x - x)$ $I_x = \frac{LB^3}{12}$

، (I_y) : هو عزم القصور الذاتى للقاعدة حول محورها $(y - y)$ $I_y = \frac{LB^3}{12}$

، (x)، (y) : هى إحداثيات النقطة التى يتم حساب الإجهادات عندها

- تتلخص طريقة الحل فى الخطوات المبسطة التالية وبالإشارة إلى الشكل (٩-٣٣) حيث القاعدة معرضة إلى حمل (P) عند سطح الأرض وعزوم انحناء قدره (M_x) ، (M_y) :

١- يـــتم زيادة قيمة الحمل (P) بضربه فى معامل ١,٣٠ - ١,٤٠ وذلك على فرض أن القـــاعدة معرضـــة إلى حمل محورى فقط هذا المعامل يأخذ فى الاعتبار تأثير عزوم الانحناء المؤثرة.

i.e. $P_g = (1.3 \sim 1.4)\, P_{acting\ axial}$

٢- يـــتم حساب مساحة القاعدة بالتقريب على أساس أنها معرضة إلى حمل محورى (p).

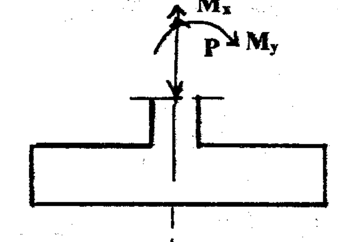
$$A = \frac{P_g}{f_{n\ all\ soil}}\ m^2$$

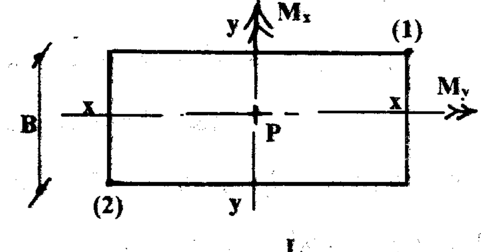
بدلالة العلاقة بين $\frac{L}{b}=\frac{\ell_c}{b_c}$ يمكن إيجاد علاقة طول القاعدة (L) مع عرضها (B) وبالتالى يتم إيجاد كل من طولها وعرضها لأقرب ٥ سم.

٣- بدلالة الأطوال (L) ، (B) يتم التحقق من أقصى إجهادات واقعة على القاعدة تحت وعند تعريضها إلى كل من (P) ، (M_x) ، (M_y) وباستخدام المعادلة العامة للإجهادات وذلك عند الأركان الحرجة لتأثير كل من هذه القوى وبالأخص عزوم الانحناء أى عند النقاط (١)،(٢):

$$f_{n\ soil\ max\ at\ corner\ (1)}=\frac{+P}{B\,L}+\frac{M_x}{I_x}\cdot\frac{B}{2}+\frac{M_y}{I_y}\cdot\frac{L}{2}\le f_{n\ all}$$

وهذه القيمة بإشارة موجبة معناها ضغط ويجب ألا تزيد عن أقصى إجهاد صافى مسموح به للتربة عند منسوب التأسيس وهو $(f_{n\ all})$.





شكل (٩-٣٤)

$$f_{n\ soil\ min\ at\ corner\ (2)}=\frac{+P}{B\,L}-\frac{M_x}{I_x}\cdot\frac{B}{2}-\frac{M_y}{I_y}\cdot\frac{L}{2}$$ ،

وهذه القيمة يجب أن تكون موجبة أى ضغط أى أكبر من الصفر وذلك للتربة الرملية (Sandy soil) ويجب أن تكون موجبة أى ضغط وفى نفس الوقت لا تقل عن $\left(\frac{f_{max}}{2}\right)$ وذلك فى حالة التربة الطينية أو الطميية وذلك لتقليل الهبوط النسبى تحت أركان القاعدة، هذا بالإضافة إلى أنه ممنوع أن تكون قيمة (f_{min}) سالبة حتى لا تتعرض التربة إلى شد كما ذكرنا سابقاً وبالتالى انفصال القاعدة عن التربة أسفلها. فإذا تحققت الشروط السابقة كانت أبعاد القاعدة (L)، (B)

آمنة وإذا لم تتحقق فإنه فى هذه الحالة يجب أن يعاد النظر فى هذه القيم معاً أو فى أحدهما فقط مع العلم بأن :

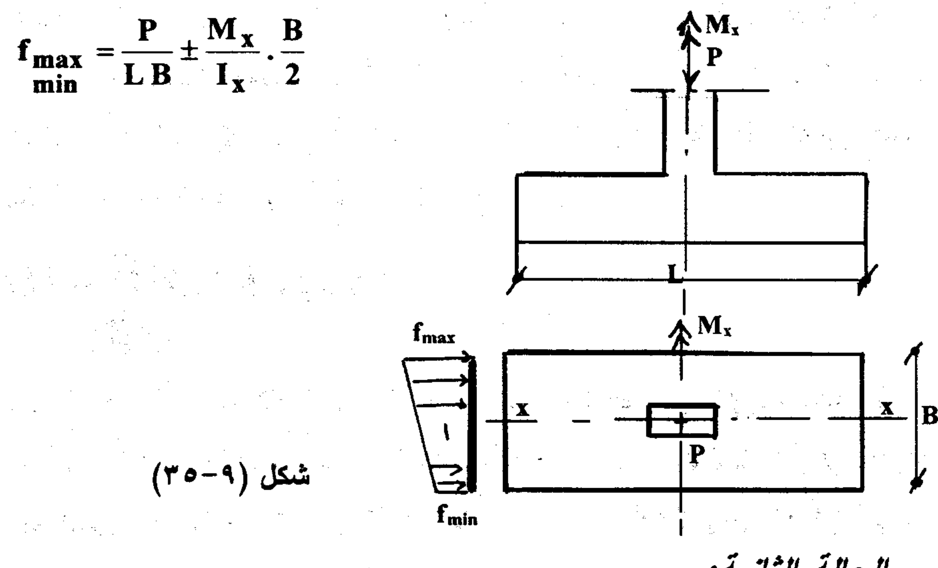
$$I_x = \frac{L B^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{B L^3}{12}$$

٤- بعد ذلك يتم الحل بتجزئ القاعدة إلى الحالتين التاليتين :

الحالة الأولى:

وهى تعريض القاعدة ذات الطول والعرض المعروفين (L) ، (B) إلى قوة عمودية (P) وعزم انحناء فى اتجاه واحد حول المحور الرئيسى (x-x) أى إلى (M_x) كما هو مبين بالشكل وعليه يتم تصميم القاعدة باتباع نفس الخطوات السابقة لمثل هذه الحالة وتمت الإجهادات القصوى والدنيا المؤثرة عليها.

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{L B} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot \frac{B}{2}$$

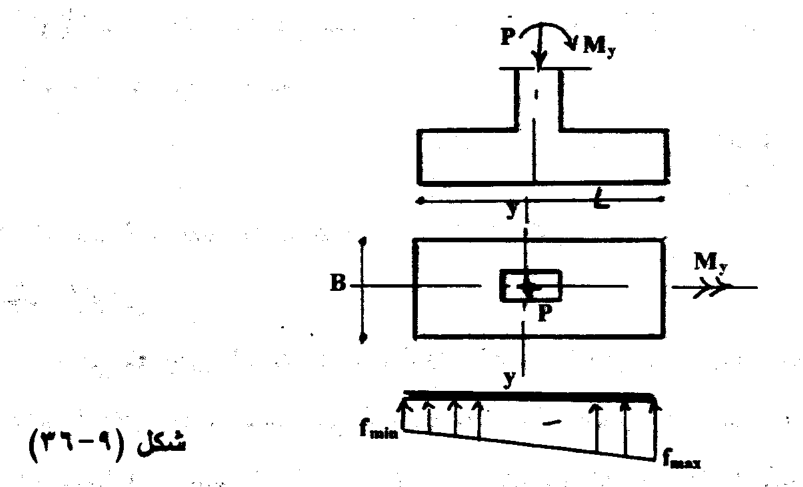


شكل (٩-٣٥)

الحالة الثانية:

وهى تعريض القاعدة ذات الطول والعرض المعروفين (L) ، (B) إلى قوة عمودية (p) وعزم انحناء فى اتجاه واحد حول المحور الرئيسى (y-y) أى إلى (M_y) كما هو مبين بالشكل وعليه يتم تصميم القاعدة باتباع نفس الخطوات السابقة.

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{L B} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot \frac{L}{2}$$



شكل (٩-٣٦)

٥- من توزيع الإجهادات على كامل المساحة (عند الأركان الأربعة) يتم إيجاد متوسط الإجهـادات المـناظرة للقطاعات الحرجة لكل من العزوم والقوى القاصة والقص الثاقـب والتماسك ومنها يتم حساب قيم هذه القوى الداخلية وبالتالى تصميم هذه القطاعـات الحـرجة حتى لا تتعدى الإجهادات المتولدة فيها عن أقصى إجهادات مناظرة مسموح بها لنوع وطبيعة الإجهاد المؤثر.

٩-٥ قواعد الأعمدة الحديدية:

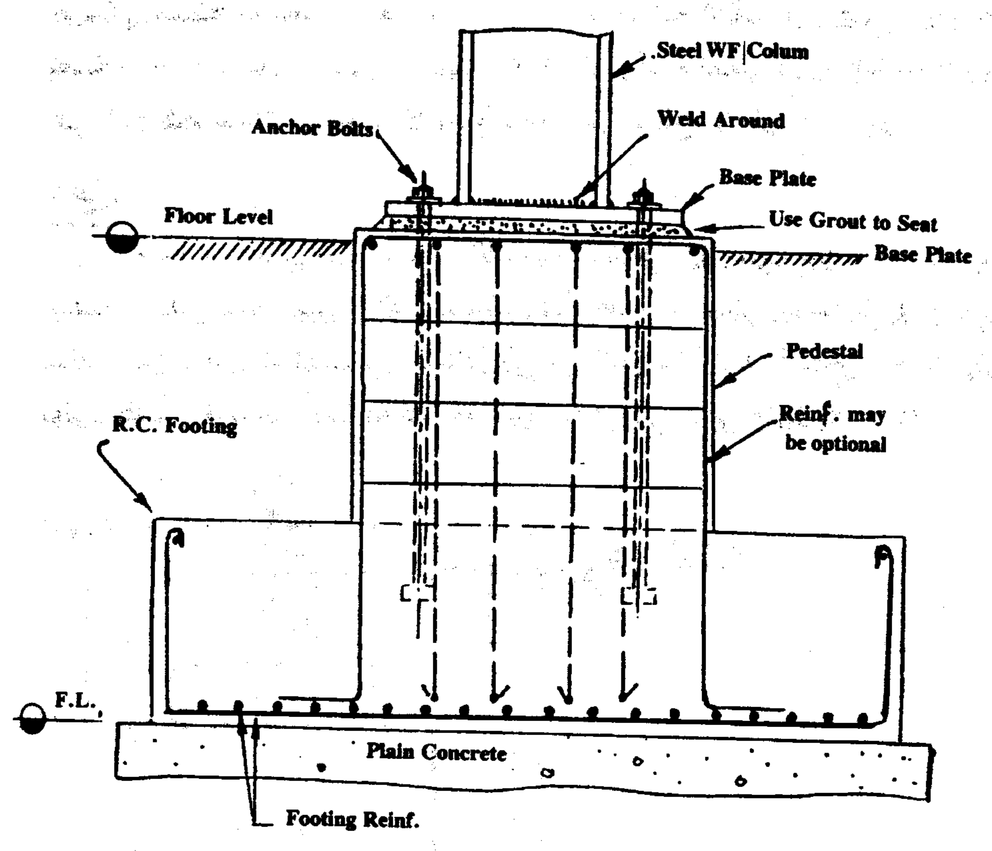
٩-٥-١ مقدمة:

- حيـث أن الأعمـدة الحديديـة معرضـة لخطورة الصدأ وبسهولة تنفيذ مثل هذه الأعمدة فإنه بصفة عامة ينتهى العمود الحديدى أعلى المنسوب النهائى للأرضية بحوالـى ١٠ سـم ويكـون انتقال الحمل من مادة العمود وهى الصلب إلى مادة التربة الضعيفة من خلال وسيط هو القاعدة المسلحة.
- هـذا وتجـدر الإشارة إلى أنه لا يؤسس العمود الحديدى على القاعدة الخرسانية مباشرة للأسباب التالية :

١- أن منسـوب تأسيس القاعدة المسلحة يكون على عمق لا يقل عن ١,٠٠ مـتر أو أكثر حسب طبيعة التربة وجهدها بينما فى الغالب يكون المنسوب الـذى ينتهى عنده العمود الحديد أعلى من منسوب الأرضية والذى يصل إلى واحد متر فى بعض الأحيان.

٢- إن طـريقة تثبيـت عمـود الحديـد تحتاج إلى ما يسمى جوايط (مسامير التثبيـت) وهذه الجوايط غالباً ما تمتد إلى طول يزيد عن ١,٠٠ متر مما يسـتلزم وجود عمق خرسانى يزيد عن هذا الطول بحوالى ٢٥ سم ويعنى ذلك ضرورة وجود كتلة خرسانية بهذا العمق تسمح بتثبيت هذه الجوايط.

- وللأسـباب المذكـورة بعالـيه يستلزم للأعمدة الحديدية ضرورة عمل وتنفيذ ما يسـمى برقبة عمود (عمود قصير) يعمل كحلقة وصل بين نهاية العمود الحديدى والقـاعدة الخرسـانية، وأن أبعاد هذا العمود القصير (pedestal) هى أبعاد لوح التثبيـت (Base plate) مضـافاً إليه من ٥ - ١٠ سم من كل ناحية وتسليح هذا العمـود هو تسليح الأعمدة (حوالى ١% حديد تسليح) مع توفير وتكثيف الكانات اللازمة ويبين الشكل (٩-٣٧) قاعدة عمود حديد مع رقبة العمود.



شكل (٩-٣٧) أساس عمود حديد

٩-٥-٢ كيفية تصميم قاعدة عمود حديدي:

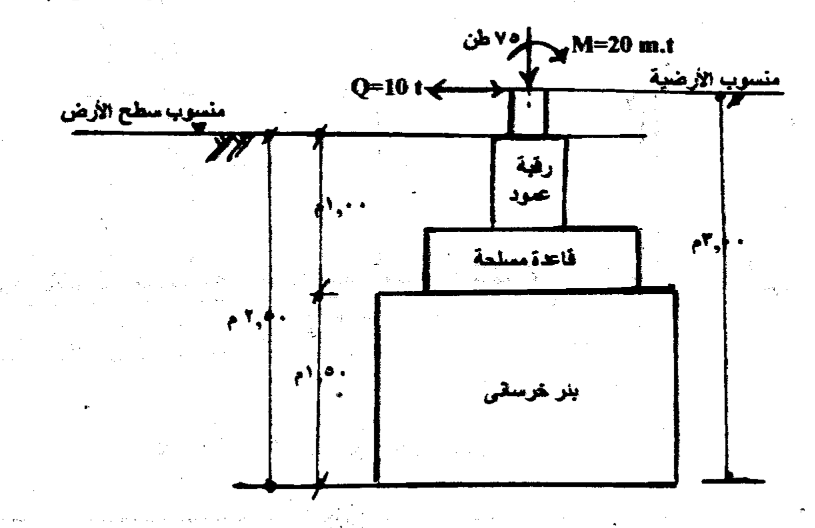
- تتبع التعليمات السابق الإشارة إليها فى المقدمة مع تصميم القاعدة المسلحة طبقاً للخطوات والأسلوب السابق ذكرها حسب نوع القاعدة مربعة أو مستطيلة والقوى المؤثرة عليها سواء قوى محورية أو غير محورية .... الخ وكما يتضح من المثال التالى :

مثال:

عمود من الصلب قطاعه W ≠ 30 يحمل قوة محورية قدرها ٧٥ طن بجانب عزم انحناء متردد قدره ٢٠,٠٠ طن متر (انعكاسى) وقوة قص مترددة أيضاً مقدارها ١٠,٠٠ طن. العامود الصلب مثبت على لوح من الصلب سمك ٣٠ مم وأبعاده الأفقية ٧٠٠ × ٦٠٠ مم وهذا اللوح مثبت بدوره فى رقبة عمود خرسانى مسلح بواسطة ٦ جوايط ϕ ٢٨ مم (المسافة الأفقية بين صفى الجوايط تعادل ٥٠٠ مم) - عمق التأسيس ٢,٥ متر وقدره تحمل التربة المسموح بها هى ١,٥ كجم/سم٢. منسوب الأرضية يرتفع عن سطح الأرض ٠,٥ متر.

الحل:

حيث أن الفرق بين منسوب الأرضية ومنسوب التأسيس يعادل ٣,٠٠ متر وهو ارتفاع كبير نسبياً والذى يتطلب رقبة عمود خرسانى مسلح بارتفاع كبير لذلك يمكن الحل باستخدام بئر إسكندرانى من الخرسانة العادية بعمق ١,٥٠ متر يعلوه قاعدة خرسانية مسلحة كما هو مبين بالكروكى التالى (شكل ٩-٣٨) :



شكل (٩-٣٨)

الحل:

بالنسبة للبئر الإسكندراني الخرساني:

عند منسوب التأسيس يتعرض الأساس إلى القوى التالية كحالة تحميل :

$M = M_{ex} + Q \times 3 = 20 + 10 \times 3.0 = 50$ m.t

، $Q = 10$ t

، $N = P = 75$ t $\longrightarrow$ $e = \frac{M}{N} = \frac{30}{75} = 0.4$ ms

$\therefore \quad f_{\substack{max \\ min}} = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \leq f_{s\,all}$

ويفرض أن القاعدة مربعة الشكل طول ضلعها (L)

$\therefore \quad f_{max} = \frac{75}{L^2}\left(1 + \frac{6 \times 0.4}{L}\right) \leq 15$

$\therefore \quad 1 + \frac{2.4}{L} = 0.2\,L^2 \quad \longrightarrow \quad L + 2.4 = 0.2\,L^3$

$\therefore \quad L^3 - 5\,L = L^2 \quad \longrightarrow \quad L\,(L^2 - 5) = 12$

$\therefore \quad L^2 = 17 \quad \longrightarrow L = 4.12$ ms $\longrightarrow L = 4.15$ m

ويتم التحقق من القيمة الدنيا للإجهاد حتى لا تتعرض القاعدة إلى شد.

$$f_{min} = \frac{75}{(4.15)^2}\left[1 - \frac{6 \times 0.4}{4.15}\right] = 1.8 \ \text{t/m}^2 \quad \text{(comp.)} \ \ \text{(o.k)}$$

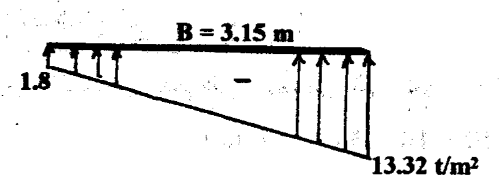
∴ أبعاد القاعدة العادية ٤,١٥ × ٤,١٥ م وبارتفاع ١,٥ متر.

- بالنسبة للقاعدة المسلحة:

• بالنسبة للقاعدة المسلحة والتى تؤخذ مربعة الشكل أيضاً بعرض (B) وهى معرضـــة إلى القوى التالية كحالة تحميل قوى عمودية : P = 75 t ، عزم لنحناء يعادل [$M = M_{ex} + 10 \times 1.5$] أى إلى عزم انحناء يعادل (20 + 15 = 35 m.t) وعلـــيه باعتـــبار بروز للعادية يعادل ٠,٥ م من كل جهة فإن أبعاد المسلحة هى [٤,١٥ - ٢ × ٠,٥] = ٣,١٥ × ٣,١٥ م وعليه فإن قيمة إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة كالآتى $\left(e = \frac{M}{N} = \frac{35}{.75} = 0.47\right)$:

$$f_{contact\,\substack{max \\ min}} = \frac{P}{A_{R.C}}\left[1 \pm \frac{6\,e}{B_{R.C}}\right] = \frac{75}{(3.15)^2}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.47}{3.15}\right]$$

$\therefore \quad f_{cont\,max} = 13.32\ t/m^2 \quad (comp^{n}) \quad (o.k) < 50\ t/m^2$
$f_{cont\,min} = 1.8\ t/m^2 \quad (comp^{n}) \quad (o.k) < 50\ t/m^2$



- ولإيجـــاد ســـمك القاعدة المسلحة يجب تصميم رقبة العمود أولاً حيث أن قطاعهـــا معلوم وهو أبعاد لوح التثبيت + ١٠ سم أى ٧٠ سم × ٨٠ سم وهو قطاع العمود وحديد تسليحه كالآتى :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35}{75} = 0.47\ ms$$

$$\because \quad e_s = e + t/2 - c = 0.47 + \frac{0.80}{2} - 0.05 = 0.82\ ms$$

$$M_s = N \cdot e_s = 75 \times 0.82 = 61.5\ m.t$$

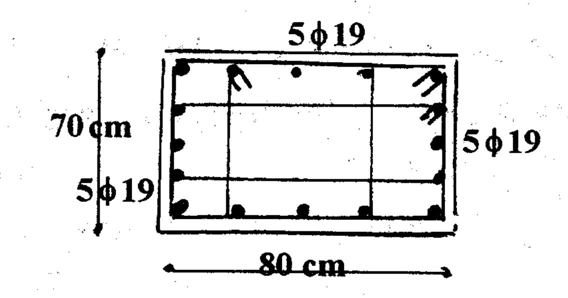
$$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_s}{b}} \qquad \therefore \qquad 75 = k_1 \sqrt{\frac{61.5 \times 10^5}{70}} \longrightarrow k_1 = 0.253$$

$$\longrightarrow f_c = 75\ kg/cm^2 \qquad \longrightarrow k_2 = 1217$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_s}{k_2\, d} - \frac{N}{f_s} = \frac{61.5 \times 10^5}{1217 \times 75} - \frac{75}{1.4} = 67.4 - 53.6 = 13.8\ cm^2$$

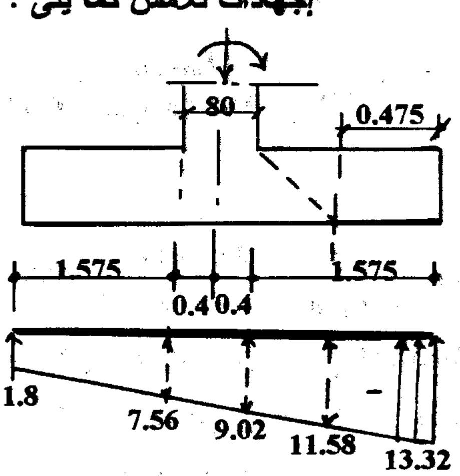
$$\text{take} \quad A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 70 \times 80 = 14.0\ cm^2 \longrightarrow 5\,\phi\,19$$

وحيث أن القطاع معرض إلى عزم انحناء متردد إذن يتم أخذ $A_s = A`_s = 5\,\phi\,19$ وكذلك على بقية الأضلاع أى ٥ ϕ ١٩ على كل ضلع كما هو مبين بالكروكى مع كانات ٥ ϕ ١٠ /مَ – شكل (٩–٣٩).



شكل (٩–٣٩)

- وبناء على أبعاد رقبة العمود فإن القاعدة المسلحة بأبعاد ٣,١٥×٣,١٥ م والمرتكز عليها رقبة العمود يمكن تصميم القاعدة المسلحة والمعرضة إلى إجهادات تلامس كما يلى :



شكل (٩-٤٠)

- **عزم الانحناء:**

$$M = \left[1.175 \times 9.02 \times \frac{1.175}{2} + \frac{1}{2} (13.32 - 9.02) \times 1.175 \times \frac{2}{3} \times 1.175\right] 3.15$$

$= 25.86$ m.t / breadth 3.15 ms

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$b = b_c + 20 = 70 + 20 = 90$ cm

$$\therefore \quad d_m = 0.361 \sqrt{\frac{25.86 \times 10^5}{90}} = 61.2 \text{ cm} \longrightarrow t = 70 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{25.86 \times 10^5}{1217 \times 65} = 32.7 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{17 \phi 16}$$

- **القص الثاقب:**

$$Q_{max\,p} = P - f_{cont\,av} \cdot A_{col.}$$
$$= 75 - \left(\frac{9.02 + 7.56}{2}\right) \times 0.7 \times 0.8 = 70.4 \text{ (t)}$$

$$d_p = \frac{Q_{max}}{\square \times q_{p\,all}} = \frac{70.4}{2[0.7 + 0.8] \times 100} = 0.23 \text{ m} < 70 \text{ cm (o.k) safe}$$

- **القص المصاحب للعزم:**

القطاع على بُعد (d) من وجه العمود

$$Q_{max\,sh} = \left(\frac{13.32 + 11.58}{2}\right) \times 0.475 \times 3.15 = 18.63 \text{ (t)}$$

$$\therefore \quad q_{max\,sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{act}} = \frac{18.63 \times 10^3}{0.87 \times 315 \times 65} = 1.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

- **إجهاد التماسك لحديد التسليح:**

القطاع على وجه العمود

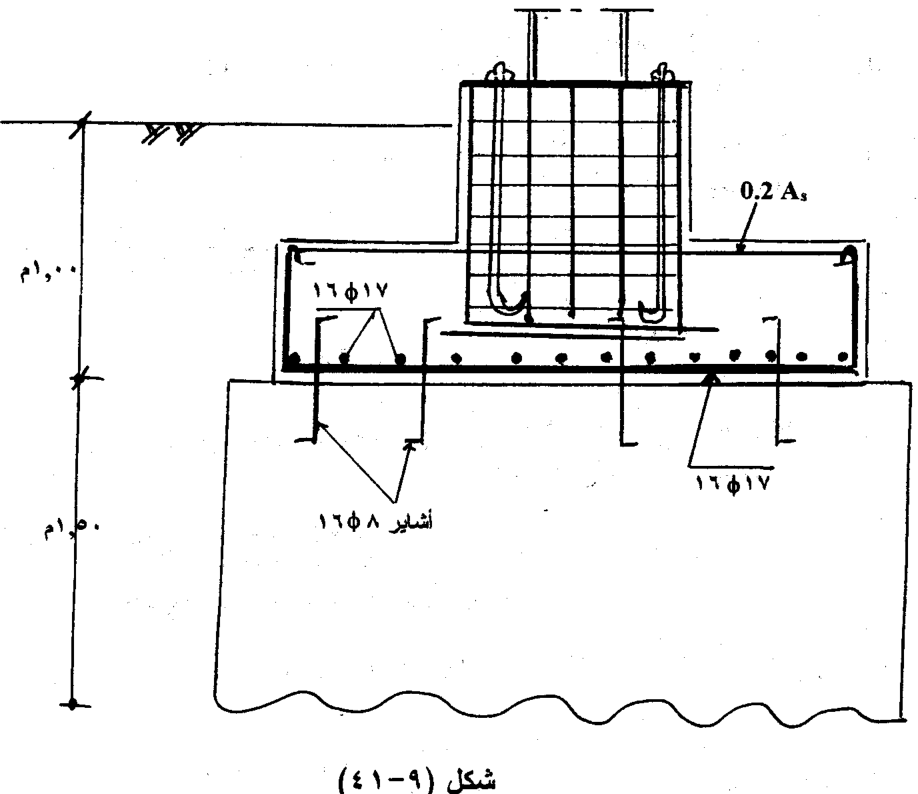
$$Q_{max\,b} = \left(\frac{13.32 + 9.02}{2}\right) \times 1.175 \times 3.15 = 41.34 \ (t)$$

$$\therefore \quad q_{max\,b} = \frac{Q_{max\,b}}{0.87\,\Sigma o\, d_{act}} = \frac{41.34 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 17 \times 1.6 \times 65} = 8.56 \ kg/cm^2 < 10 \ (o.k)$$

- **التحقق من طول الرباط:**

$$d_d = \frac{A_s\, f_s}{o\, q_{b\,all}} = \frac{2.01 \times 1400}{3.14 \times 1.6 \times 10} = 56.0 \ cm \quad < (1.175 - 0.05) \ ms \ \ (o.k)$$

- **إذن عمق القاعدة المسلحة ٧٠ سم كافى لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المؤثرة مع حديد تسليح ١٧ ϕ ١٦ توضع فى العرض ٣,١٥ م فى الاتجاهين وكما هو موضح بالكروكى التالى (شكل ٩-٤١) :**

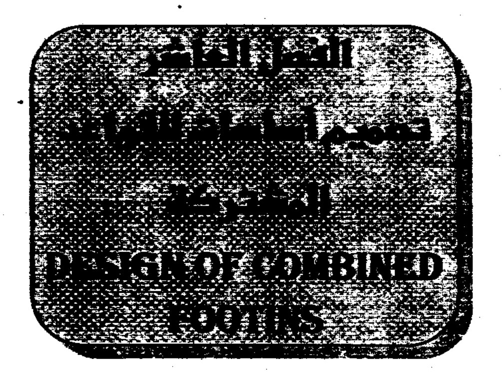


شكل (٩-٤١)

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لمقاومة القوة القاصة المترددة قدرها ١٠ طن الأفقـــية عـــند نقلها إلى القاعدة فإنه يتم استخدام أشاير حديد رأسية بين القـــاعدة المســـلحة والبـــئر الخرسانى العادى وكما هو موضح بالكروكى السابق وباختيار مساحتها ($A_{s\,d}$) حيث :

$$A_{s\,d} = \frac{Q}{q_{steel\,all}} = \frac{10}{0.8} = 12.5\ cm^2 \longrightarrow \underline{7\,\phi\,16}$$

ولجعلها متماثلة فى الناحيتين تؤخذ ٨ ϕ ١٦ فى صفين ٤ ϕ ١٦ لكل صف.



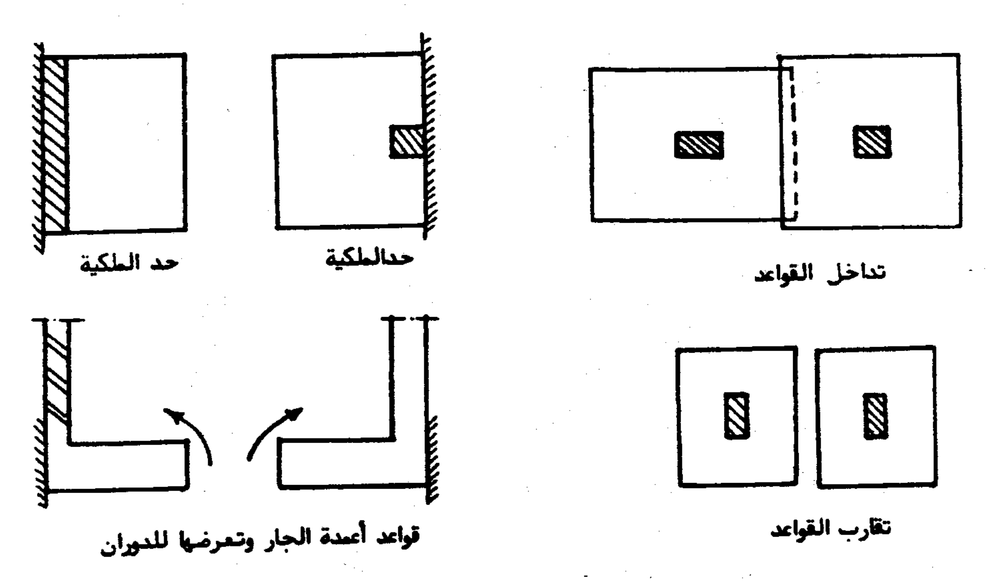
١٠-١ مقدمة:

★ يمكـــن تعريف القواعد المشتركة بأنها تلك القواعد التى تحمل أكثر من عامود فى صف واحد.

★ عـــادة مـــا تستخدم القواعد المشتركة لعدة حالات وأسباب منها - أنظر شكل (١٠-١):

١- الرغـــبة فـــى التغلـــب على اللامركزية الناجمة عن وجود أعمدة خارجية ملاصـــقة لخـــط الجـــار (Property line) وذلك عن طريق اختيار أقرب الأعمـــدة الداخلـــية على خط واحد مع عامود الجار وعمل قاعدة مشتركة للعاموديـــن الداخلـــى والخارجى بحيث يكون مركز ثقل القاعدة المشتركة منطبقاً مع محصلة قوتى العامودين.

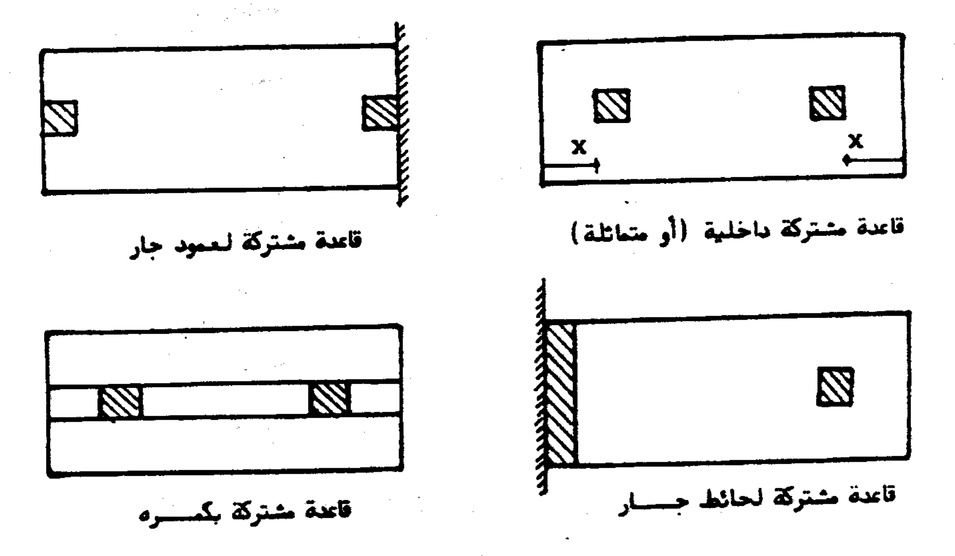
٢- وجـــود تداخـــل لقواعد عدد محدود من الأعمدة المتقاربة وفى هذه الحالة يجـــب تشـــكيل القاعدة بحيث ينطبق مركز ثقلها مع محصلة قوى الأعمدة المتقاربة وذلك للتغلب على اللامركزية التى قد تسبب دوران أو تفاوت فى الهبوط أو زيادة كبيرة فى الإجهادات المنقولة للتربة بما قد يزيد من قدرة تحمل التربة المسموح بها.

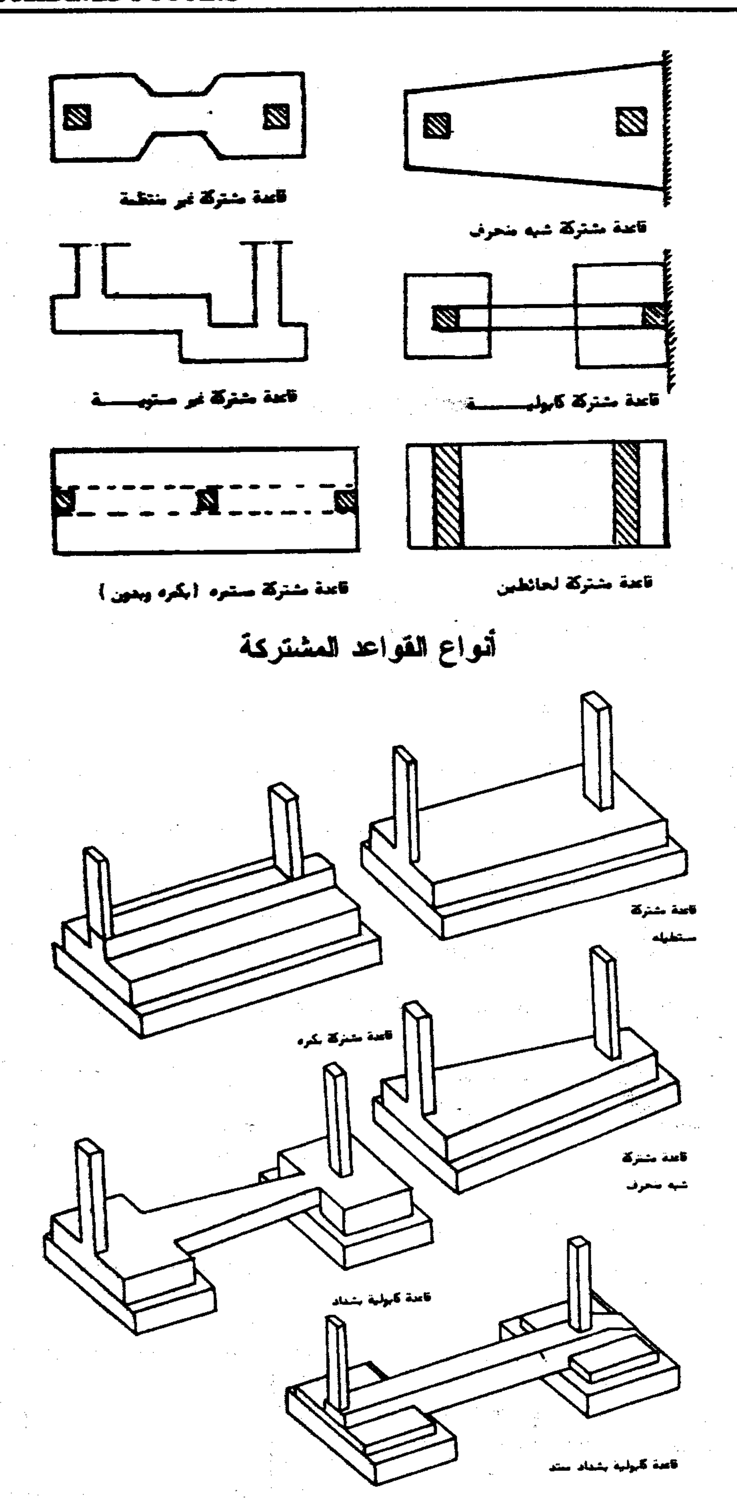


شكل (١٠-١) مشاكل التأسيس بالقواعد المنفصلة

★ هـذا وتـأخذ القواعـد المشـتركة عـدة أشـكال مـنها : الشكل المستطيل (Rectangular) أو شـبه المنحرف (Trapezoidal) أو الشكل المحزوز (Notched) أو قـاعدة كابولية (قاعدتين منفصلتين مربوطتين بكمرة بين عموديهما) (Strap footing) أو أسـاس حصيرة (Raft or mat foundation) وذلك فى حالة ما تكون القاعدة تجمع أكثر من عمود تحت جزء أو كل مساحة المنشأ وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢).

★ ويبين الشكل (١٠-٢) الأشكال المختلفة لربط عمود الجار بعمود داخلى.

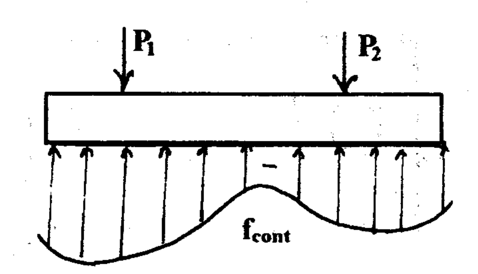




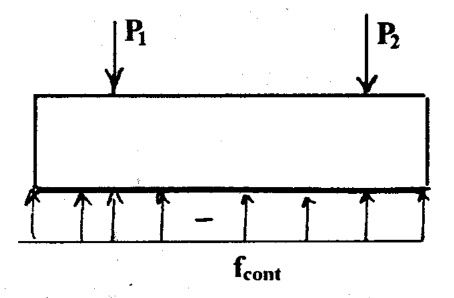
شكل (١٠-٢) القواعد المشتركة لربط عمود الجار بآخر داخلى

★ هــذا وتجدر الإشارة إلى أنه يمكن ربط عمودى القاعدة المشتركة بعصب على الخط الواصل بين العمودين وذلك لزيادة جساءة القاعدة كما هو مبين بالشكل (١٠-٢).

★ هــذا ويبين الشكل (١٠-٣) توزيع الإجهادات أسفل أساس مشترك لعامودين حيــث افترض فى الأول توزيع الإجهادات بانتظام حيث تكون محصلة القوتين فى مركز ثقــل القاعدة المشتركة وهذا هو المتبع فى التصميم باعتبار أن القاعدة صلبة (Rigid) أمــا فــى الشكل الثانى فإن التوزيع غير منتظم يتناسب مع هبوط القواعد وذلك باعتبار التربة وسط مرن يعطى رد فعل يتناسب مع التضاغط فى التربة (اعتبار القاعدة مرنة).



التوزيع المحتمل غير منتظم
ب) التصميم المرن (قاعدة مرنة)



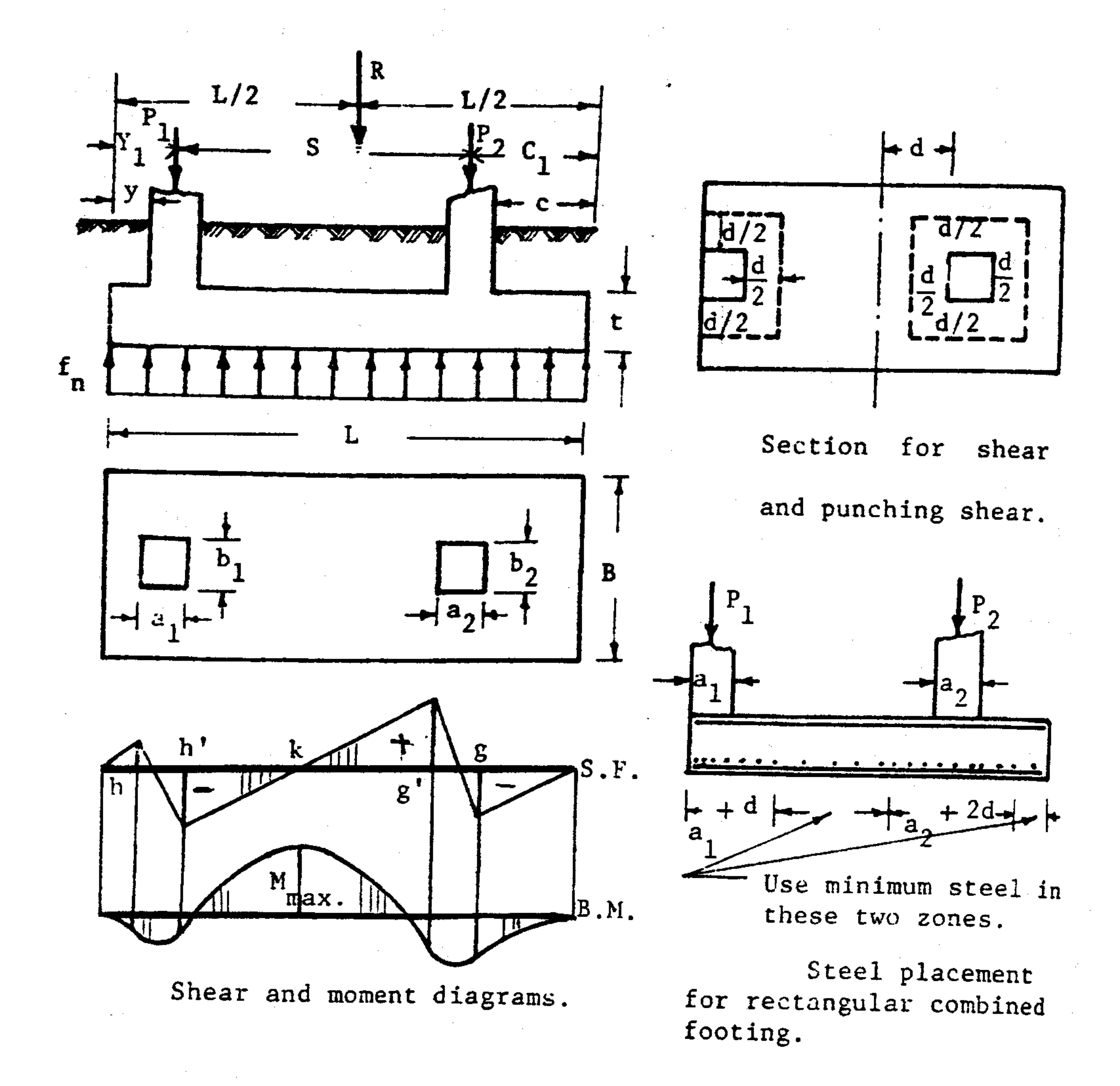
التوزيع المنتظم والمفروض
أ) التصميم المعتاد (قاعدة صلبة)

شكل (١٠-٣) كيفية توزيع الإجهادات أسفل القواعد المشتركة

هــذا وســوف يقتصر هنا التصميم باتباع الطريقة التقليدية وذلك بفرض توزيع الإجهــادات منــتظم طالمــا كــان مركز ثقل القاعدة ينطبق على محصلة قوى الأعمدة المشتركة فى القاعدة.

١٠-٣ القاعدة المجمعة أو المشتركة المستطيلة الشكل:

المعلــوم : الحمليــن (P_1)، (P_2) الواقعيــن علــى العمودين عند سطح الأرض والمســافة بينهما (S) كما هو مبين بالشكل (١٠-٤) وكذلك قدرة تحمل التربة الصافى ($q_{n\ all}$).



Shear and moment diagrams.

Section for shear and punching shear.

Steel placement for rectangular combined footing.

شكل (١٠-٤)

خطوات التصميم:

١- يتم تحديد الخط الواصل بين الحملين (P_1) ، (P_2) والمسافة بينهما (S) وبذلك يتم تحديـد المحصلة (R) لهاتين القوتين ($R = R_1 + P_2$) وموقع تأثير هذه المحصلة بالنسبة للقوتين (P_1) ، (P_2) وبمعلومية موضع المحصلة يتم تحديد مركز القاعدة المشـتركة وبالتالى نصف طولها $\left(\frac{L}{2}\right)$ ومنها يتم إيجاد طولها (L) مع تقريبه إلى أقرب ٥ سم أو ١٠ سم.

٢- بمعلومـــية قــيمة الجهد الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس ($q_{n\ all}$) يتم حســاب مســاحة القاعدة المستطيلة بفرض أن الإجهاد منتظم التوزيع والقاعدة صلبة.

i.e. $A = \dfrac{R}{q_{n\,all}}$ m^2

وبدلالة الطول (L) يتم إيجاد العرض (B) ويقرب إلى أقرب ٥ سم.

$B = \dfrac{A}{L}$ (ms)

٣- يتم حساب قيمة الإجهاد الصافى الحقيقى الواقع على التربة $f_n = \dfrac{R}{L \times B}$ t/m^2.

٤- بمعلومـــية قــيمة (f_n) الواقعة على القاعدة من أسفل إلى أعلى كما هو مبين يتم حســاب ورســم توزيــع كــل مــن القوى القاصة وعزوم الانحناء على القاعدة المشتركة وذلك عند المقاطع الحرجة والقطاعات المختلفة على أوجه الأعمدة كما هو مبين عند النقاط (h , h` , g , g`) حيث :

$$Q_h = f_n \cdot B \cdot y \quad , \quad Q_{h'} = f_n \cdot B \cdot \left(y_1 + \frac{a_1}{2}\right) - P_1$$

$$، \quad Q_g = f_n \cdot B \cdot C \quad , \quad Q_{g'} = f_n \cdot B \cdot \left(C_1 + \frac{a_2}{2}\right) - P_2$$

$$، \quad M_h = f_n \cdot B \cdot \frac{y^2}{2} \quad , \quad M_{h'} = f_n \cdot B \frac{\left(y_1 + \frac{a_1}{2}\right)^2}{2} - P_1 \cdot \frac{a_1}{2}$$

$$، \quad M_g = f_n \cdot B \cdot \frac{C^2}{2} \quad , \quad M_{g'} = f_n \cdot B \frac{\left(C_1 + \frac{a_2}{2}\right)^2}{2} - P_2 \cdot \frac{a_2}{2}$$

وهــذه القيم السابقة لعزوم الانحناء هى قيم أقصى عزوم انحناء سالبة أما قيمة أقصـــى عزم للانحناء الموجب ($M_{max\ +ve}$) فهى عند نقطة (k) والتى عندها قيمة القوة القاصة تساوى صفراً.

i.e. $M_{max\ +ve}$ at $Q = 0$

وهــذا القطاع يقع بين القوتين (P_1) ، (P_2) ويمكن إيجاده بالنسبة والتناسب لقيم القوى القاصة عند هاتين القوتين عند وجهى العمودين.

٥- يتم التعامل مع القاعدة فى الاتجاه الطويل وذلك بحساب العمق اللازم للقاعدة لمجابهة كل من القوى القاصة والقص الثاقب وعزم الانحناء وذلك كالآتى :

- ***بالنسبة للقوى القاصة:***

والقطاع الحرج هو على بُعد (d) من وجه العمود المعرض إلى أقصى قوة قاصة من الداخل بين القوتين كما هو موضح بالشكل (١٠-٤) ويتم حساب العمق (d_{sh}) على أساس أن إجهادات القص تقاوم بالخرسانة فقط وبشرط أنها لا تتعدى أقصى إجهاد قص مسموح به للخرسانة (q_{sh}) وهو ٦,٠٠ كجم/سم٢ وبالتالى يمكن إيجاد (d_{sh}) حيث :

$$d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, q_{sh}}$$

- ***بالنسبة للقص الثاقب:***

وهنا يتم حساب العمق اللازم للقص الثاقب لكلا العمودين وذلك على قطاعات حرجة كما هو مبين بالشكل (١٠-٤). وباعتبار القطاعات الحرجة المبينة بالشكل (١٠-٤) فإن قيم القوى القاصة الثاقبة عند العمودين (1) ، (2) كما يلى :

$$Q_{max\ P1} = P_1 - f_n\,(b_1 + d)\,(a_1 + d/2)$$

، $$Q_{max\ P2} = P_2 - f_n\,(b_2 + d)\,(a_2 + d)$$

وعليه يمكن إيجاد

$$d_p = \frac{Q_{max\ P1} \text{ or } Q_{max\ P2}}{\Sigma \square \times q_{p\,all}\ (8\,kg/cm^2)}$$

ولتسهيل الحل يجب أخذ القطاعات الحرجة على وجه الأعمدة وفى هذه الحالة يتم أخذ واعتبار الإجهاد المسموح به للقص الثاقب $q_{p\,all} = 10\ kg/cm^2$ حيث :

$$Q_{max\ P1} = P_1 - f_n \cdot a_1 \cdot b_1 \quad , \quad Q_{max\ P2} = P_2 - f_n \cdot a_2 \cdot b_2$$

or $$d_p = \frac{Q_{max\ P1} \text{ or } Q_{max\ P2}}{\Sigma \square \times q_{p\,all}\ (10\,kg/cm^2)}$$

- *بالنسبة لعزم الانحناء:*

يــتم تقدير أقصى قيمة لعزوم الانحناء سواء الموجبة والسالبة على كامل طول القاعدة وليكن (M_{max}) وبالتالى تحديد (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B}}$$

٦- يتم اختيار العمق الأكبر من الخطوة السابقة رقم (٥) أى الأكبر من كل من (d_m)، (d_{sh})، (d_p). وليكــن (d_{act}) مــع زيادتـــه بالغطاء من ٥ – ٧ سم ويقرب إلى أقرب ٥ سم وليكن السمك الكلى t بمعنى $t = d_{act} + (5 - 8)$

٧- يتم حساب مساحة حديد التسليح الرئيسى فى الاتجاه الطولى وذلك عند القطاعات الحــرجة لعزوم الانحناء (أقصى عزوم انحناء سالبة وأقصى عزم انحناء موجب) أى :

- مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (g) = $A_{sg} = \frac{M_g}{k_2\, d_{act}}$
- مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (h) = $A_{sh} = \frac{M_h}{k_2\, d_{act}}$
- مساحة الحديد عند القطاع عند نقطة (k) = $A_{sk} = \frac{M_{max+ve}}{k_2\, d_{act}}$

٨- يــتم التحقق من كل من إجهادات التماسك لحديد التسليح عند القطاعات المختلفة وكذلك من العمق اللازم لأشاير الأعمدة (d_d) وطول الرباط للحديد الرئيسى (d_d).

٩- يتم التعامل بعد ذلك مع القاعدة فى الاتجاه القصير لها وذلك على النحو التالى :

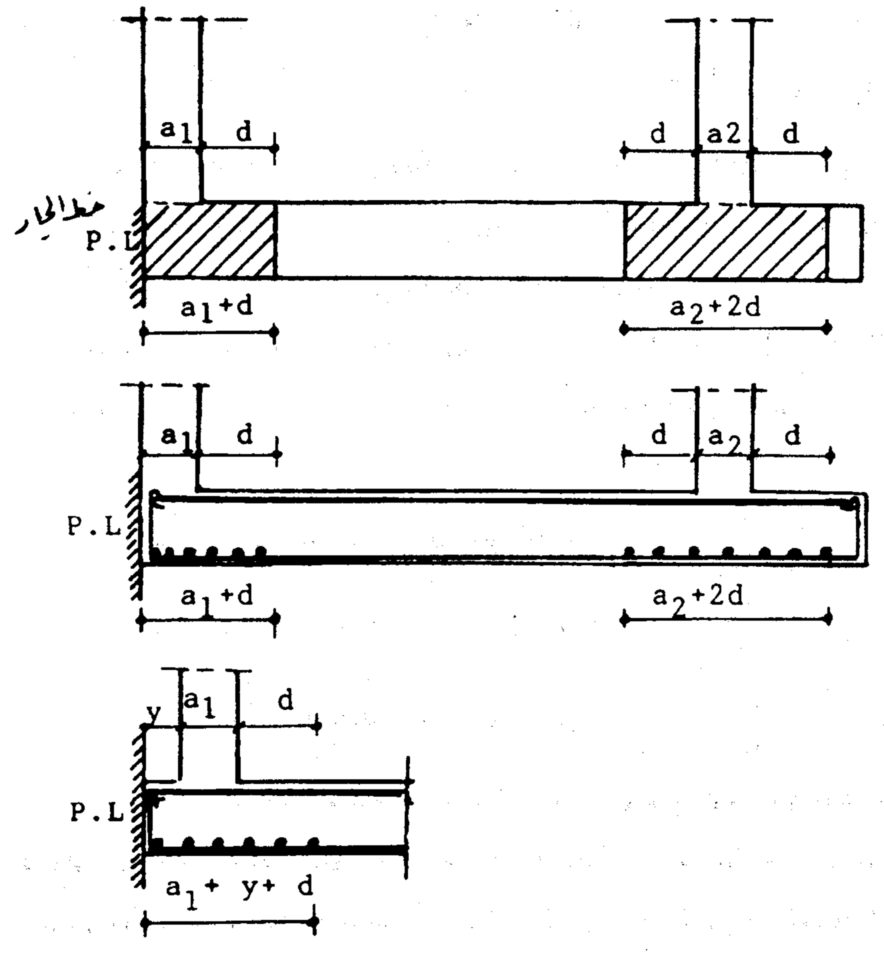
- إن أحمال الأعمدة يتم توزيعها فى الاتجاه العرضى (crosswise) وذلك عن طريق كمرات عرضية (كمرات مدفونة) واحدة تحت كل عمود وطول هذه الكمرات هو عرض القاعدة المشتركة (B) بينما عرض هذه الكمرات يؤخذ القيمة الأقل فى الآتى :

i – عرض العمود + ضعف عمق القاعدة الفعال i.e. (a + 2 d)

أو عــرض العمــود + عمق القاعدة الفعال + بروز القاعدة من وجه العمــود مــن الخــارج i.e. (a + d + y) كما هو موضح بالشكل (١٠-٥).

ii – عرض القاعدة المشتركة (B).

ويبين الشكل (١٠-٥) عرض الكمرات المدفونة عرضياً وكيفية تسليحها.



شكل (١٠-٥) عرض الكمرات المدفونة عرضياً

- يــتم حساب قيم عزوم الانحناء المستعرضة (أى التى فى الاتجاه العرضى لـهذه الكمرات العرضية عند كل عمود وذلك كالآتى :

• عند العمود (١)

$$* \quad M_{Transverse\,(1)} = \frac{P_1}{B}\,\frac{(B - b_1)^2}{8}$$

• عند العمود (٢)

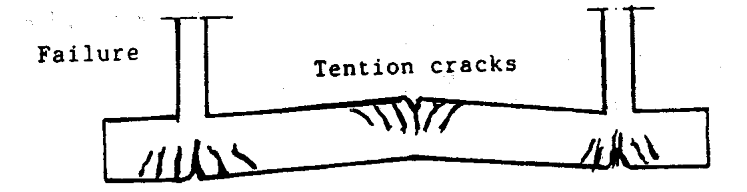
$$M_{Transverse\,(2)} = \frac{P_2}{B}\ \frac{(B - b_2)^2}{8} \qquad *$$

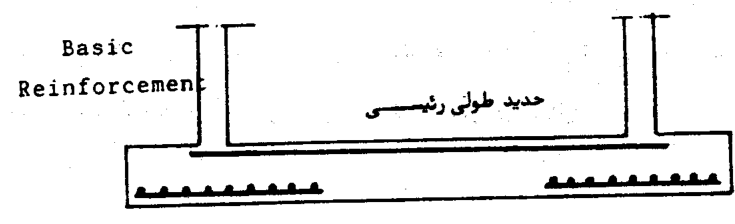
- يـــتم حساب قيم مساحة حديد التسليح المستعرض عند الأعمدة (١) ، (٢) والمناظرة لقيم $M_{T\,(1)}$ ، $M_{T\,(2)}$ السابقة

i.e. $$A_{s\,transverse\,(1)} = \frac{M_{T\,(1)}}{k_2\, d_{act}}\ cm^2$$

and $$A_{s\,transverse\,(2)} = \frac{M_{T\,(2)}}{k_2\, d_{act}}\ cm^2$$

- يتم توزيع الحديد العرضى السابق على عرض الكمرات المدفونة (الكمرات المستعرضة) والسابق تحديده فى الخطوة رقم (٩) بعاليه.
- يتم وضع حديد تسليح يعادل الحد الأدنى ($A_{s\ min}$) فى المسافة الباقية بين العمودين.
- يـــتم الـــتحقق مـــن قـــيم كـــل من إجهادات التماسك وطول الرباط للحديد المستعرض.
- ويبين الشكل (١٠-٦) نموذج لانهيار قاعدة والشروخ المتولدة فى أماكن الـــتى لقـــاعدة مشـــتركة وحديد التسليح الرئيسى المطلوب لمقاومة هذه الشروخ وقوى الشد لمنع هذا الانهيار.





شكل (١٠-٦) مواضع الشد والشروخ المتولدة فى قاعدة مشتركة والانهيار المصاحب ومواضع حديد التسليح الرئيسى

أمثلة محلولة:

مثال رقم (١):

المطلوب تصميم قاعدة مشتركة تحمل عمودين أحدهما خارجى على حدود الجار (٤٠ × ٤٠ سم) يحمل حملاً تشغيلياً قدره ٦٥ طن والثانى داخلى (٤٠×٦٠ سم) يحمل حملاً قدره ١٠٠ طن وأن المسافة بين محورى العمودين هو ٤,٥ م. أقصى إجهاد مسموح به صافى للتربة هو ١,٥ كجم/سم٢ والحديد رتبة ٢٤/٣٥ والخرسانة C 200.

الحل:

- يتم حساب محصلة القوى الرأسية للعمودين :

$R = P_1 + P_2 = 65 + 100 = 165\ (t)$

- يتم إيجاد موضع تأثير المحصلة بالنسبة للعمود الخارجى بأخذ العزوم حوله ولتكن $(\bar{x})$:

$\therefore \quad 165 \cdot \bar{x} = 100 \times 4.5 \longrightarrow \bar{x} = 2.727\ \text{ms}$

- يتم حساب طول القاعدة :

$$L = 2\left(\bar{x} + \frac{b_1}{2}\right) = 2\,(2.727 + 0.2) = 5.85\ \text{ms}$$

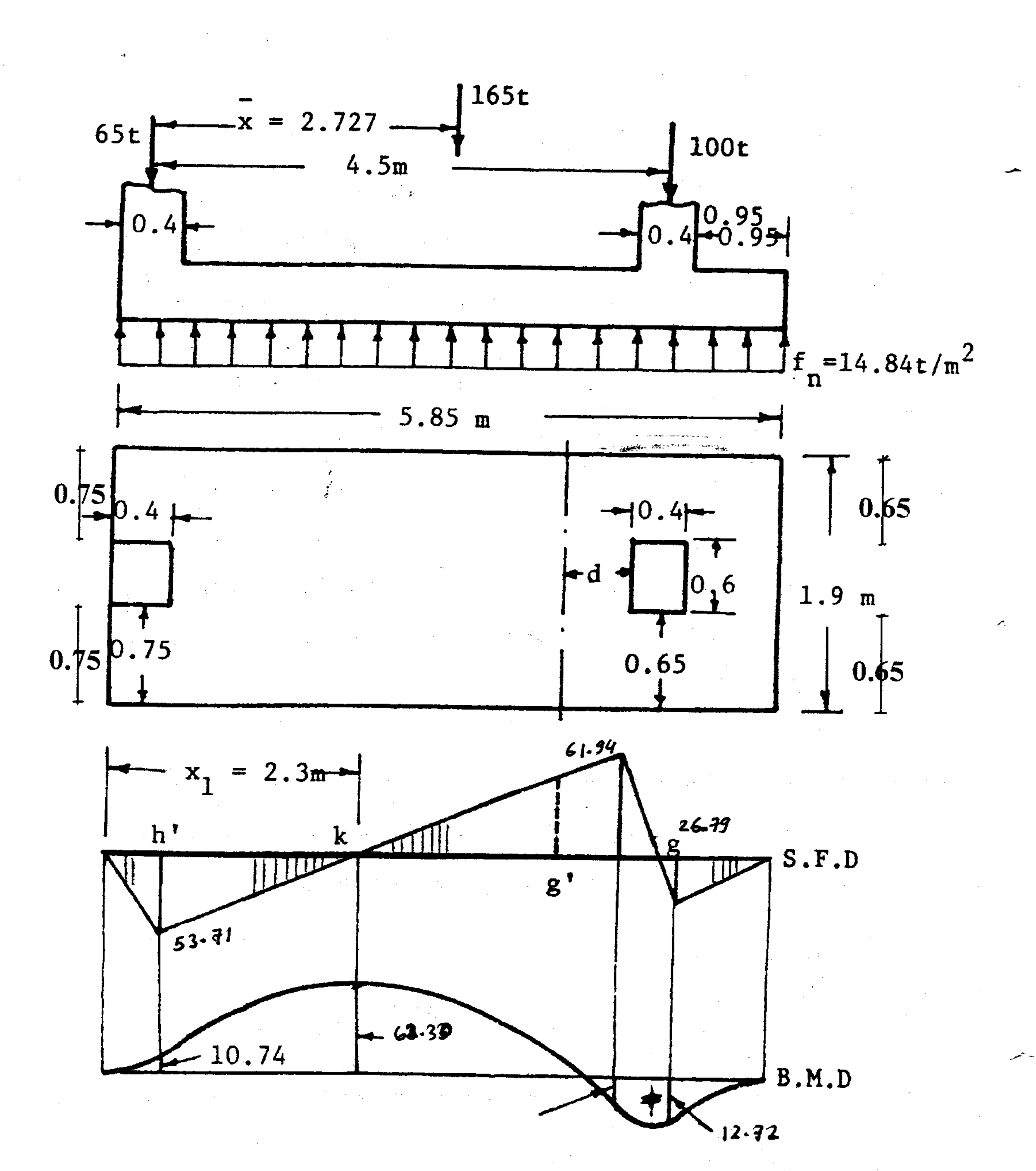
- يتم حساب عرض القاعدة المشتركة :

$$B = \frac{R}{f_{n\,all} \times L} = \frac{165}{15 \times 5.85} = 1.88\ \text{ms}$$

take $B = 190\ \text{cm}$

$$\therefore \quad f_{n\,actual} = \frac{165}{5.85 \times 1.90} = 14.84\ t/m^2 = f_{n\,all}$$

- يتم بعد ذلك رسم كل من منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء الداخلية المتولدة على هذه القاعدة المشتركة وكما هو مبين بالشكل (١٠-٧).



شكل (١٠-٧) القوى المؤثرة والقوى الداخلية وتوزيعها عليها (M & Q)

• قيم القوى القاصة :

$Q_g = f_n \times 0.95 \times 1.9 = 14.84 \times 0.95 \times 1.9 = 26.79$ (t)

$Q_{g`} = P_2 - f_n \times 1.35 \times 1.9 = 100 - 14.84 \times 1.35 \times 1.9 = 61.94$ (t)

$Q_{h`} = P_1 - f_n \times 0.4 \times 1.9 = 65 - 14.84 \times 0.4 \times 1.9 = 53.71$ (t)

• قيم عزوم الانحناء القصوى السالبة :

$$M_g = -f_n \times 1.9 \times \frac{(0.95)^2}{2} = -14.84 \times 1.9 \times \frac{(0.95)^2}{2} = -12.72 \text{ t/m}$$

، $$M_{g`} = P_2 \times 0.2 - f_n \times 1.9 \times \frac{(1.35)^2}{2} = 100 \times 0.2 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{((1.35)^2}{2}$$
$$= 20 - 25.69 = -5.69 \text{ m.t}$$

، $$M_{h`} = P_1 \times 0.2 - f_n \times 1.9 \times \frac{(0.4)^2}{2} = 65 \times 0.2 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(0.4)^2}{2}$$
$$= -10.74 \text{ m.t}$$

وقيمة أقصى عزم انحناء موجب عند نقطة (k) والتى يفترض أنها على بُعد (x_1) من حافة العمود الخارجى (P = 65 t) وهى النقطة التى عندها Q = 0

$\therefore \quad f_n \times 1.9 \times (x_1) - P_1 = 0$

$\therefore \quad 14.84 \times 1.9 \, . \, x_1 = 65 \longrightarrow x_1 = 2.31$ ms

وعلـــيه فإن قيمة أقصى عزم انحناء موجب يمكن إيجادها من على اليمين أو من على الشمال وبإيجاد القيمتين يؤخذ متوسطهما كالآتى :

– أقصى عزم انحناءٍ موجب من على الشمال :

$$M_{max\,(+ve)} = P_1 \times 2.1 - f_n \times 1.9 \times \frac{(2.31)^2}{2}$$
$$= 65 \times 2.1 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(2.31)^2}{2} = 61.27 \text{ m.t}$$

– أقصى عزم انحناء موجب من على اليمين :

$$M_{max\,(+ve)} = P_2 \times 2.4 - f_n \times 1.9 \times \frac{(5.85 - 2.31)^2}{2}$$
$$= 100 \times 2.4 - 14.84 \times 1.9 \times \frac{(3.54)^2}{2} = 63.33 \text{ m.t}$$

$$\therefore \quad M_{max\,(av)} = \frac{61.27 + 63.33}{2} = 62.3 \text{ m.t}$$

- يتم حساب قيمة أقصى قوة قاصة (Q_{max}) وهى على بُعد (d) من وجه العمود الثانى الكبير (2) على اليسار من الداخل ومن ثم إيجاد العمق اللازم لمقاومة القص (d_{sh}) كالآتى :

i.e. $Q_{max\,sh} = Q_{g'} - f_n \cdot B \cdot d_{sh}$

$= 61.94 - 14.84 \times 1.9 \times d_{sh}$

وذلك بفرض مقاومة الخرسانة فقط

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{Q_{max\,sh}}{B \cdot q_{sh\,all}}$$

$\therefore \quad 61.94 - 14.84 \times 1.9 \times d_{sh} = 1.9 \times 50 \times d_{sh}$

$\therefore \quad d_{sh} = \underline{0.495} \text{ m}$

- يتم حساب العمق المناظر للقص الثاقب لكلا العمودين كل على حدة (بفرض القطاع الحرج على وجه العمود).

$$d_{p1} = \frac{Q_{max\,p1}}{\Sigma \square\, q_{p\,all}} = \frac{P_1 - A_{col} \times f_n}{\Sigma \square \times 100} = \frac{65 - 0.4 \times 0.4 \times 14.84}{3 \times 0.4 \times 100} = \underline{0.52} \text{ ms}$$

$$, \quad d_{p2} = \frac{Q_{max\,p2}}{\Sigma \square\, q_{p\,all}} = \frac{P_2 - A_{col\,2} \times f_n}{\Sigma \square \times 100} = \frac{100 - 0.4 \times 0.6 \times 14.84}{2\,(0.6 + 0.4) \times 100} = \underline{0.49} \text{ ms}$$

- يتم حساب العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى سواء الموجب أو السالب وهى القيمة (62.3 m.t).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B}} = 0.361 \sqrt{\frac{62.3 \times 10^5}{190}} = \underline{65.4} \text{ cm}$$

- إذن يتم أخذ أكبر قيمة من كل من (d_{sh}) أو (d_p) أو (d_m):

i.e. $d = 65.4 \text{ cm} \longrightarrow t = 75 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 67.5 \text{ cm}$

- بناء على شكل منحنى عزم الانحناء حيث هناك عزم موجب وآخر سالب (الموجب من أعلى والسالب من أسفل عكس الكمرات العادية) وعليه يكون الحديد الموجب الذى يقاوم عزم الانحناء الموجب من أعلى والحديد السالب من أسفل فى مناطق الشد.

- ***يتم حساب الحديد الرئيسى الطولى:***

– الحديد العلوى الطولى المقاوم للعزم الموجب العلوى:

$$A_s = \frac{M_{max\ +ve}}{k_2\ d_{act}} = \frac{62.3\times10^5}{1237\times67.5} = 74.61\ \ cm^2 \longrightarrow \underline{20\ \phi\ 22}\ \ (76.0\ \ cm^2)$$

وهـذه الكمـية يتم توزيعها على كامل العرض ١,٩٠ م بواقع ١٠,٥ سيخ لكل متر.

– التحقق من إجهاد التماسك للحديد الرئيسى العلوى:

على وجه العمود رقم (٢) الداخلى.

$$q_b = \frac{Q_{max}}{0.87\times\Sigma o\times d_{act}} = \frac{61.94\times10^3}{0.87\times3.14\times2.2\times20\times67.5} = 7.63\ \ kg/cm^2 < 10\quad o.k$$

- ***التحقق من طول الرباط للحديد الرئيسى العلوى:***

$$d_d = \frac{A_s\ .f_s}{o\ .q_{b\ all}} = \frac{3.8\times1400}{3.14\times2.2\times10} = 77.0\ \ cm\ \ < (2.31 - 0.05)\ ms\ \ (o.k)$$

هذا وتجدر الإشارة إلى العشرين سيخ العلوية (٢٠ ϕ ٢٢ مم) يتم وضعهما على كامل طول القاعدة بواقع ١٢ سيخ تمتد من عمود الجار وحتى إلى ما بعد العمود الثانى فقط بينما ثمانية أسياخ تمتد حتى نهاية القاعدة.

– الحديد السفلى الطولى المقاوم للعزم السالب السفلى على يمين القاعدة:

– ***حديد التسليح:***

$$M_{max} = 12.72\ \ m.t \qquad , \qquad d_{act} = 67.5$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\ d} = \frac{12.72\times10^5}{1237\times67.5} = 15.23\ \ cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100}\times67.5\times190 = 32.0\ \ cm^2 \longrightarrow (24\ \phi\ 13)$$

– ***التحقق من التماسك:***

$$q_b = \frac{26.79\times10^3}{0.87\times67.5\times24\times1.3\times3.14} = 4.66\ kg/cm^2 < 10\ kg/cm^2\quad (o.k)$$

– ***التحقق من طول الرباط:***

$$d_d = \frac{1.326 \times 1400}{1.3 \times 3.14 \times 10} = 45.5 \text{ cm} < (95 - 5\text{cm})$$

من هذا الحديد (٢٤ ϕ ١٣) يتم تركيز كل الحديد تحت هذا العمود رقم (٢) وذلك بمد ثلثيه (١٦ ϕ ١٣) من أول القاعدة إلى آخرها كحديد رئيسى طولى سالب بأسفل القاعدة ثم ٨ أسياخ ϕ ١٣ تمتد حتى وجه العمود رقم (٢) الداخلى وكما هو موضح بالكروكى شكل (١٠-٨).

- ***يتم بعد ذلك حساب حديد الاتجاه العرضى للقاعدة على النحو التالى:***

  - بالنسبة للعمود الداخلى رقم (٢):

يتم فرض كمرة مدفونة فى الاتجاه العرضى بطول يساوى عرض القاعدة ١٩٠ سم وعرض يساوى (عرض العمود فى الاتجاه الطولى + ضعف عمق القاعدة) أى [٤٠ + ٢ × ٦٧,٥] = ١٧٥ سم وتؤخذ حوالى ١٧٠ سم.

∴ الحمل الواقع على الكمرة المدفونة لكل متر طولى = $\frac{P_2}{L} = \frac{100}{1.9} =$ ٥٢,٦ طن/مَ

عزم الانحناء الأقصى المستعرض يعادل :

$$M = \frac{52.6 \times (0.65)^2}{2} = 11.1 \text{ m.t}$$

وحيث أن هناك حديد رئيسى فى الاتجاه الطولى إذن العمق الفعال لهذا العزم المستعرض يعادل :

$$d = 67.5 - \frac{1.3}{2} - \frac{1.3}{2} = 66.2 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{11.1 \times 10^5}{1237 \times 66.2} = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min} = 0.25 \times 170 \times 67.5 = 28.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{22\,\phi\,13}$$

- التحقق من إجهاد التماسك :

$$Q = 52.6 \times 0.65 = 34.2 \text{ (t)}$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{34.2 \times 10^3}{0.87 \times 22 \times 1.3 \times 3.14 \times 66.2} = 6.61 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (o.k)}$$

- التحقق من طول الرباط : وهو نفس القيمة السابق إيجادها وهى (45.5 cm) وهى أقل من الطول (٦٥ - ٥ سم) ← (o.k).

وعليه يتم توزيع هذه الكمية ٢٢ ϕ ١٣ على الطول ١٧٠ سم أسفل العمود رقم (٢).

– <u>بالنسبة للعمود الخارجي (الجار) العمود رقم (١):</u>

يتم فرض الكمرة المستعرضة بطول يساوى ١٩٠ سم وعرض يساوى (عرض العمود + العمق الفعال للقاعدة) أى ٤٠ + ٦٦,٥ سم أى B = 106.5 cm وتؤخذ ١٠٥ سم.

∴ الحمل الواقع على الكمرة المدفونة المستعرضة لكل متر طولى = $\frac{P_1}{L} = \frac{65}{1.9} =$ ٣٤,٢ طن/مَ

وعزم الانحناء الأقصى المستعرض يعادل :

$$M = \frac{34.2 \times (0.75)^2}{2} = 9.6 \text{ m.t}$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{9.6 \times 10^5}{1237 \times 66.2} = 11.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 105 \times 66.5 = 17.46 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{14\,\phi\,23}$$

- التحقق من التماسك :

$$q_b = \frac{34.2 \times 0.75 \times 10^3}{0.87 \times 14 \times 3.14 \times 1.3 \times 66.2}$$
$$= 7.79 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(o.k)}$$

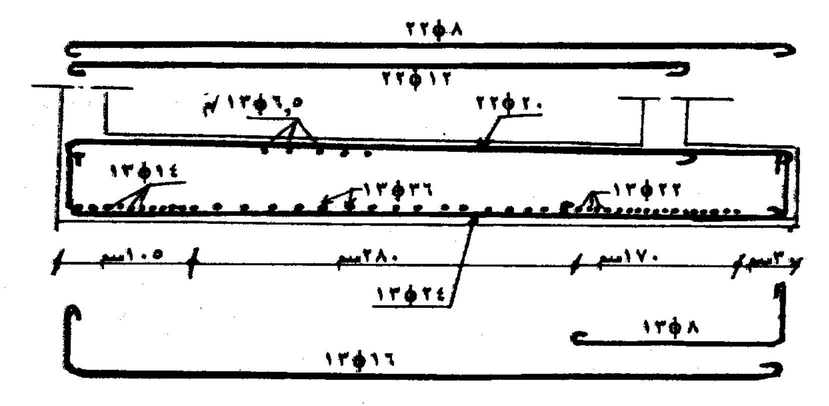
- التحقق من طول الرباط: وهو نفس القيمة السابق إيجادها حيث أن السيخ هو نفسه ϕ ١٣ أى طول الرباط اللازم هو ٤٥,٥ سم وهى أقل من (٧٥ - ٥ سم) ← (o.k)

وعليه يتم توزيع هذه الكمية ١٤ ϕ ١٣ فى الاتجاه العرضى من أسفل تحت العمود الخارجى رقم (١) على العرض ١٠٥ سم وكما هو موضح بالشكل (١٠-٨).

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى الاتجاه العرضى فى المناطق المحصورة بين الكمرتين المستعرضتين أسفل العمودين (١)،(٢) والتى لا يوجد فيها حديد

مســتعرض فى هذه المسافة وقدرها (٢٨٠ سم) وكما هو موضح بالكروكى شكل (١٠-٨) حيث تم وضع حديد تسليح يعادل الحد الأدنى.

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100} \times 280 \times 66.5 = 46.55\,cm^2 \longrightarrow \underline{36\,\phi\,13} \quad (13\,\phi\,13\,/m`)$$



شكل (١٠-٨) كروكى لحديد تسليح القاعدة فى المثال السابق

- هــذا أيضــاً ويفضــل أن يتم وضع حديد عرضى علوى على كامل طول القاعدة وقدره ٠,٥ نسبة الحديد العرضى السفلى.

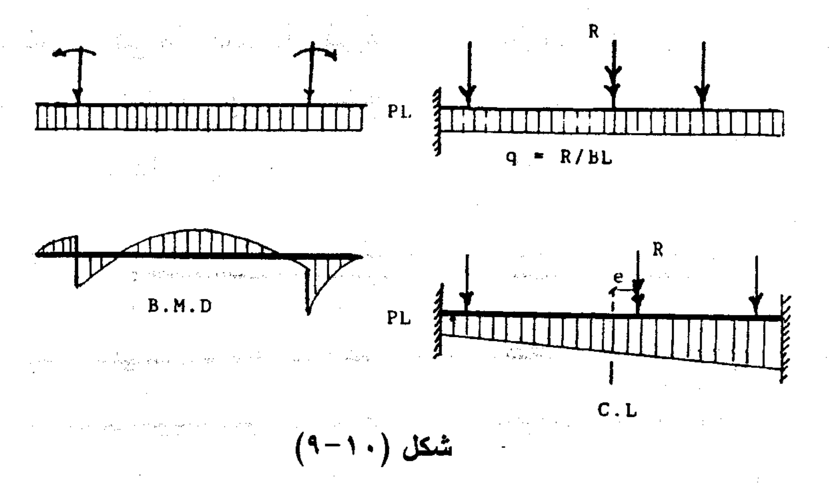
ملحوظات هامة عند تصميم القواعد المشتركة:

١- إذا لــم تنطــبق محصلة الأحمال (R) على مركز ثقل القاعدة فإن القاعدة تكــون معرضـــة لقــوة مرحلة عن مركز الثقل بمسافة تساوى (e) قيمة اللامركــزية وعلــيه تحســب إجهادات التربة أسفل الأساس من المعادلة التالية :

$$f_n = \frac{R}{L \cdot B}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L}\right] \leq f_{n\,all}$$

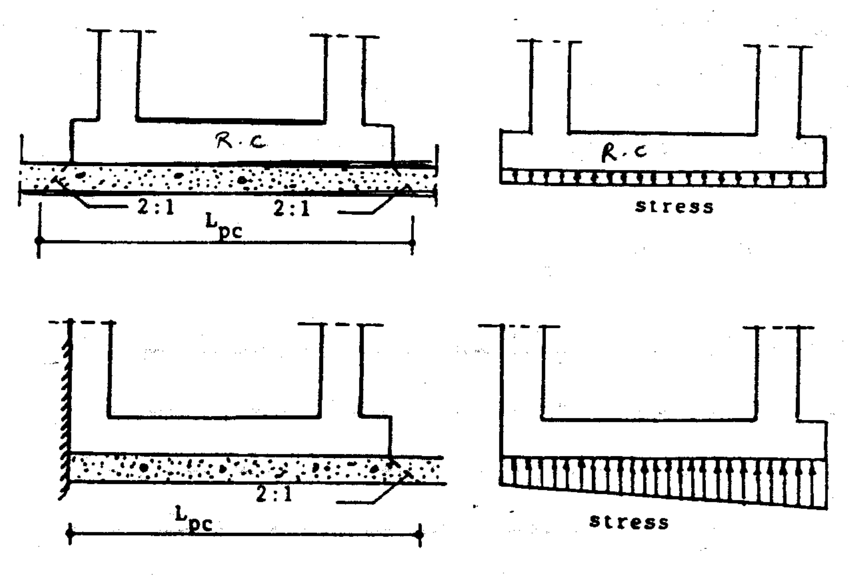
وتتبع بعد ذلك نفس خطوات التصميم السابق ذكرها - شكل (١٠-٧)

٢- إذا تعرضــت أعمـــدة القاعدة المشتركة لعزوم انحناء فإن هذه الحالة يتم دخــول قــيم هذه العزوم عند حساب ورسم منحنى توزيع عزوم الانحناء علــى القــاعدة ثم يتبع ذلك خطوات التصميم والحل السابقة - أنظر شكل (١٠-٩).



شكل (١٠-٩)

٣- فـــى حالـــة اســـتخدام لبشة من الخرسانة العادية أسفل القواعد المشتركة بســـمك أكـــبر مـــن أو يساوى ٣٠ سم فإنه فى هذه الحالة أخذ الخرسانة العادية فى الاعتبار فى تصميم القاعدة المشتركة وتحدد المساحة المأخوذة والفعالـــة فى الاعتبار من هذه اللبشة من ميل (٢ : ١) من حدود القاعدة المشـــتركة المســـلحة وكمـــا هـــو مبين بالشكل (١٠- ١٠)، هذا ويجب ضـــرورة مراعاة المحافظة على انتظام الإجهادات أسفل القاعدة المشتركة وإذا تعـــذر ذلك فتصمم القاعدة على الإجهادات الفعلية التى تأخذ فى هذه الحالة شكل شبه المنحرف.



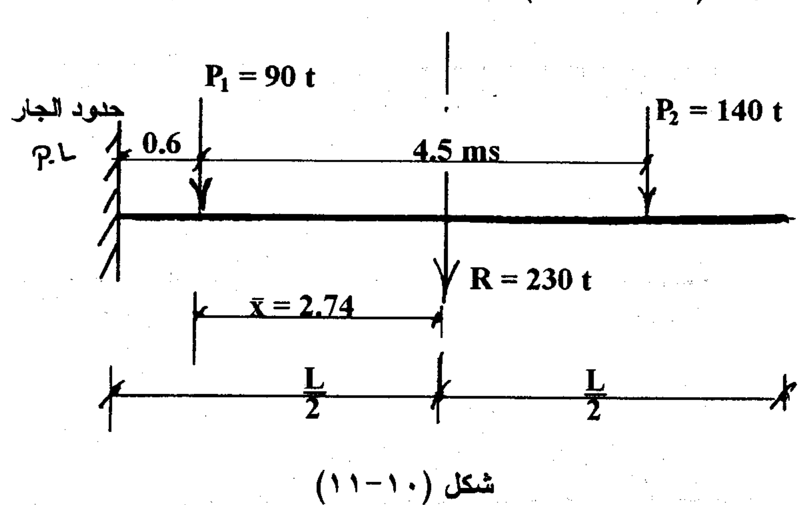
شكل (١٠- ١٠) كيفية إدخال الخرسانة العادية فى تصميم القواعد المشتركة

مثال رقم (٢):

المطلوب تصميم قاعدة مشتركة لعمودين أحدهما خارجي ٤٠ × ٤٠ سم ويحمل حملاً مركزياً يعادل ٩٠ طن والثانى داخلى ٦٠ × ٤٠ سم يحمل حملاً مركزياً قدره ١٤٠ طن. المسافة بين محورى العمودين هى ٤,٥ متر وأن حافة القاعدة الخارجية يمكن امتدادها بمسافة حوالى ٤٠ سم من وجه العمود الخارجى. فإذا عُلم أن جهد التربة الصافى المسموح به هو ١,٥٠ كجم/سم٢ وأن الخرسانة هى رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:

يبين الكروكى التالى مواضع أحمال الأعمدة والمسافة بينهما بالنسبة لمحور القاعدة المشتركة (شكل ١٠-١١).



شكل (١٠-١١)

- يتم إيجاد مواضع المحصلة (x) بأخذ العزوم حول الحمل الخارجى (P_1).

$$\therefore \quad (P_1 + P_2) \,.\, x = P_2 \times 4.5$$

$$\therefore \quad (140 + 90)\, x = 140 \times 4.5 \longrightarrow x = 2.74 \text{ ms}$$

- يتم تحديد طول القاعدة يساوى (L)

$$L = (\bar{x} + 0.2 + 0.4) \times 2 = 2\,(2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68 \text{ ms}$$

- يتم حساب مساحة القاعدة على أساس حمل مركز قدره (R)

$$\therefore \quad A = \frac{R}{f_{n\,all}} = \frac{140+90}{15} = 15.33 \ m^2$$

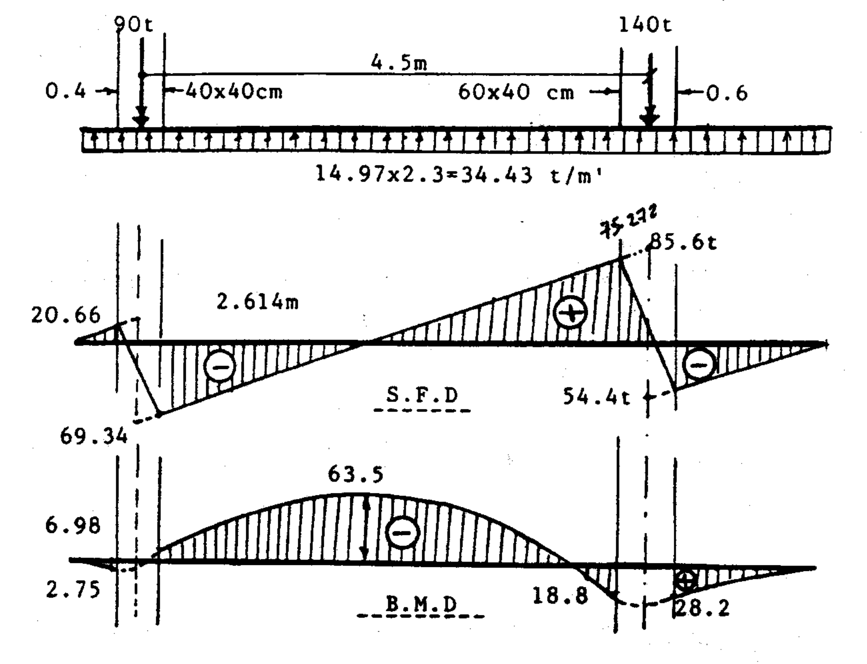
- يتم حساب عرض القاعدة بدلالة طولها ومساحتها

$$B = \frac{A}{L} = \frac{15.33}{6.68} = 2.295 \ ms \longrightarrow take \quad 2.3 \ ms$$

- يتم حساب جهد التربة الصافى الحقيقى على التربة.

$$f_{n\,act\,soil} = \frac{R}{B \times L} = \frac{230}{6.68 \times 2.3} = 14.97 \ t/m^2 < 15$$

- يـــتم حســـاب ورســـم منحنـــيات توزيع القوى القاصة (S.F.D)، عزوم الانحناء (B.M.D) وذلـــك علـــى محور القاعدة المشتركة وبمقياس رسم معين وكما هو محدد بالشكل التالى.



- لـــتحديد أقصـــى عزم انحناء موجب يتم إيجاد الموضع الذى عنده القوى القاصة تساوى صفر وذلك كالآتى :

$f_n \times B \times (x_s) = P_1 \longrightarrow 14.97 \times 2.3 \times (x_s) = 90$

$\therefore \quad x_s = 2.614 \ ms$

$$\therefore \quad M_{max\,+ve} = 14.97 \times 2.3 \times \frac{2.614}{2} - 90\,(2.614 - 0.6) = 63.627 \ m.t$$

- يتم إيجاد قيمة العمق المناظر لأقصى عزم انحناء سواء موجب أو سالب:

i.e. $M = M_{max\,+ve} = 63.627\ \text{m.t}$, $B = 230\ \text{cm}$

$\therefore\quad d_m = k_1\sqrt{\dfrac{M}{B}} = 0.361\sqrt{\dfrac{63.627\times10^5}{230}} = \underline{60.0}\ \text{cm}$

- يــتم تحديد قيمة العمق المناظر والمقاومة لأقصى إجهاد قص واقع على القاعدة المشــتركة عــند القطاع الحرج للقص وهو على بعد (d_{sh}) من وجه الركيزة أو العمود الداخلى.

$\therefore\quad Q_{max\,sh} = Q - f_n\,.\,B\,.\,d_{sh} = 75.272 - 14.97\times2.3\times d_{sh}$

، $\because\quad q_{max\,sh} = \dfrac{Q_{max\,sh}}{0.87\,b\,d_{sh}} \le q_{sh\,all}\ \ (6\ \text{kg/cm}^2)$

$\therefore\quad d_{sh} = \dfrac{75.272 - 14.97\times2.3\,.\,d_{sh}}{0.87\times2.30\times60}$

$\therefore\quad 120.06\ d_{sh} = 75.272 - 34.431\ d_{sh}$

$\therefore\quad d_{sh} = \underline{48.72}\ \text{cm} < d_m$

- يتم أخذ العمق الأكبر بين كل من (d_m) ، (d_{sh}) وهو :

$\therefore\quad d_{act} = 60\ \text{cm} \longrightarrow t = 65\ \text{cm}$

- يتم إيجاد حديد التسليح الطولى الرئيسى :

<u>الحديد العلوى:</u>

$$A_{s\,top} = \frac{M_{max\,+ve}}{k_2\,d_{act}} = \frac{63.527\times10^5}{1237\times60} = 85.593\ \text{cm}^2$$

<u>الحديد السفلى:</u>

$$A_{s\,bottom} = \frac{M_{max\,-ve}}{k_2\,d_{act}} = \frac{28.2\times10^5}{1237\times60} = 37.995\ \text{cm}^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25}{100}\times230\times60 = 34.5\ \text{cm}^2$$

$\therefore\quad$ take $A_{s\,top} = 85.593 \longrightarrow \underline{22\,\phi\,22}$

، $\quad A_{s\,bottom} = 37.995 \longrightarrow \underline{20\,\phi\,16}$

- ***<u>بالنسبة للاتجاه العرضى (باعتبارها كمرة مدفونة):</u>***

  – الحمل تحت العمود الخارجى / مَ :

$39.13 = \dfrac{90}{2.3} = f_1\ \ \text{t/m}` = \dfrac{P_1}{B}$

- بروز القاعدة للعمود الخارجى فى الاتجاه العرضى :

$$C_1 = \frac{(2.3 - 0.4)}{2} = 0.95 \text{ m}$$

- عزم الانحناء الأقصى على وجه العمود الخارجى :

$$M_{max\,(1)} = f_1 \cdot \frac{C_1^2}{2}$$

$$= 39.13 \times \frac{(0.95)^2}{2} = 17.66 \text{ m.t}$$

- حديد التسليح العرضى تحت العمود الخارجى :

$$A_{s\,(1)} = \frac{M_{max\,(1)}}{k_2\, d_{act}} = \frac{17.66 \times 10^5}{1237 \times 60} = 23.79 \text{ cm}^2 \quad (13\,\phi\,16 / 1.4 \text{ ms})$$

- الحمل تحت العمود الداخلى /مَ : $60.87 \text{ t/m`} = \frac{140}{2.3} = f_2 = \frac{P_2}{B}$

- بروز القاعدة للعمود الداخلى فى الاتجاه العرضى :

$$C_2 = \left(\frac{2.3 - 0.4}{2}\right) = 0.95 \text{ ms}$$

- أقصى عزم انحناء على وجه العمود الداخلى :

$$M_{max\,(2)} = \frac{60.87 \times (0.95)^2}{2} = 27.47 \text{ m.t}$$

- حديد التسليح العرضى تحت العمود الداخلى :

$$A_{s\,(2)} = \frac{27.47 \times 10^5}{1237 \times 60} = 37.01 \text{ cm}^2 \quad (20\,\phi\,16 / 1.08 \text{ m})$$

حيــث تم اعتبار أن عرض الكمرة المدفونة هو [عرض العمود + مسافة (d) من وجهى العمود]

- يتم التحقق من إجهادات القص الثاقب : [إجهاد القص الثاقب على قطاع على بُعد $\left(\frac{d}{2}\right)$ من وجهى العمود].

- بالنسبة للعمود الداخلى :

$$Q_{p\,(1)} = P_2 - f_n\,(b_c + d)\,(\ell_c + d)$$
$$= 140 - 14.97\,(0.4 + 0.6)\,(0.6 + 0.6) = 122.04 \text{ (t)}$$

$$\therefore \quad q_{p\,(1)} = \frac{122.04 \times 10^3}{2 \times 60\,(40 + 60)\,(60 + 60)} = 4.62 \text{ kg/cm}^2 < q_{p\,all}$$

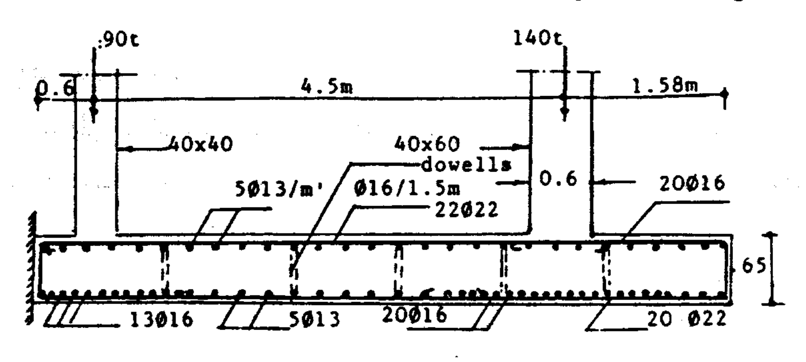
(8 kg/cm^2) (o.k)

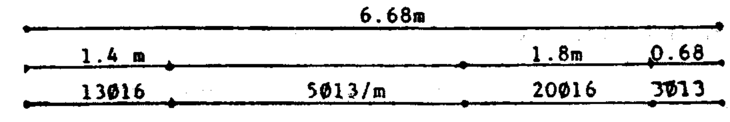
- بالنسبة للعمود الخارجى :

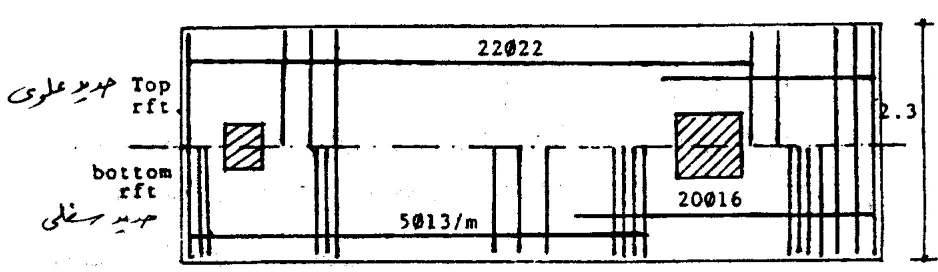
$$Q_{p\,(2)} = 90 - 14.97\,(1 \times 1) = 75.1 \;\; (t)$$

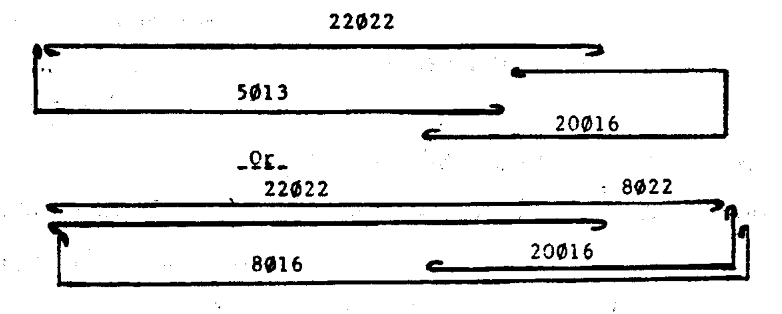
$$q_{p\,(2)} = \frac{75.1 \times 10^3}{2 \times 60\,(100 + 100)} = 3.13 \;\; kg/cm^2 \; < 8 \;\; kg/cm^2 \quad (o.k)$$

• توزيع حديد التسليح - أنظر الشكل (١٠-١٢).









شكل (١٠-١٢) أبعاد وتفاصيل حديد التسليح العلوى والسفلى للقاعدة المشتركة فى المثال رقم (٢)

مثال رقم (٣):

المطلـــوب إعادة تصميم المثال السابق ولكن بفرض استخدام قاعدة عادية أسفل القـــاعدة المشتركة المسلحة وتحت نفس الأحمال ولكن مع استخدام حديد رتبة ٥٢/٣٦ وخرسانة C 250.

الحل:

- ***بالنسبة للقاعدة العادية:***

يتبع نفس الخطوات السابقة فى الحل من حيث إيجاد المحصلة وموقعها وبالتالى طـــول القـــاعدة العاديـــة بحيث لا تتعدى الإجهادات الواقعة على التربة الإجهاد الصافى المسموح به لها.

$R = 90 + 140 = 230\ t$

$230 \cdot x = 140 \times 4.5 \longrightarrow x = 2.74\ ms$

$L_{p.c} = 2\,(2.74 + 0.2 + 0.4) = 6.68\ m$

$A_{p.c} = 230 / 15 = 15.33\ m^2$

$$\therefore \quad B_{p.c} = \frac{A}{L_{p.c}} = 15.33 / 6.68 = 2.295 \longrightarrow take\ \ 2.3\ ms$$

$$\therefore \quad f_{n\,soil} = \frac{R}{B_{p.c} \cdot L_{p.c}} = \frac{230}{2.3 \times 6.68} = 14.97\ \ t/m^2$$

- بفرض سمك العادية يساوى ٤٠ سم $(t_{p.c} = 40\ cm)$ إذن بروزها (c) يعادل :

$$c_{p.c} = t_{p.c}\sqrt{1.33 / f_{n\,all}} = 0.4\sqrt{1.33 / 1.5} = 0.38\,m \longrightarrow take\ \ 40\ cm$$

- ***بالنسبة للقاعدة المسلحة:***

∴ طول القاعدة المسلحة يعادل :

$L_{R.C} = L_{p.c} - C_{p.c} = 6.68 - 0.4 = 6.28\ m$

وعرض القاعدة المسلحة يعادل :

$B_{R.c} = B_{p.c} - 2\,C_{p.c} = 2.3 - 2 \times 0.4 = 1.5\ ms$

- يـــتم حساب إجهاد التلامس بين العادية والمسلحة كالآتى : حيث أن المحصلة لا تقع فى مركز ثقل القاعدة المسلحة إذن

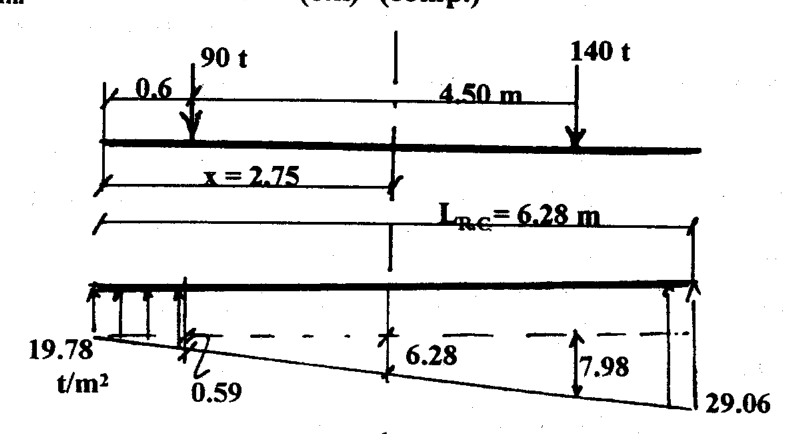
$$f_{cont\,\substack{max\\min}} = \frac{R}{L_{R.C} \cdot B_{R.C}}\left[1 \pm \frac{6\,e}{L_{R.C}}\right] \leq f_{cont\,all} \quad (50\,kg/cm^2)$$

$$\because \quad e = \left[\frac{6.28}{2} - (0.4 + 0.2 + 2.74)\right] = 0.2\ \ ms$$

$\therefore \quad f_{\substack{max\\min}} = \dfrac{230}{6.28 \times 1.5}\left[1 \pm \dfrac{6 \times 0.2}{6.28}\right]$

$\therefore \quad f_{max} = 29.06 \ \ t/m^2 < 50 \ \ kg/cm^2 \qquad (o.k)$

$f_{min} = 19.78 \ \ t/m^2 > 0 \qquad (o.k) \ \ (comp.)$



- لإيجـــاد أقصـــى عزوم انحناء يتم أولاً إيجاد أقصى عزم انحناء موجب وهو بين الحمليــن (P_1) ، (P_2) أى على بُعد مسافة (x) من الحافة اليسرى للقاعدة والتى عندها $Q = 0$.

$\therefore \quad 19.78 \,.\, (x) \,.\, 1.5 + \dfrac{1}{2} \,.\, x \,.\, \dfrac{(29.06 - 19.78)\,(x) \times 1.5}{6.28} = 90$

$\therefore \quad 29.67\,(x) + 1.11\,(x^2) = 90$

$\therefore \quad x^2 + 26.73\,x - 81.08 = 0$

$\therefore \quad x = \dfrac{-26.73}{2} \pm \dfrac{1}{2}\sqrt{(26.73)^2 + 4 \times 81.08}$

$= -13.37 \pm 16.12 \qquad x = 2.75 \ \ ms$

$\therefore \quad M_{max\,+ve} = +90\,(2.75 - 0.6) - 19.78 \times 1.5 \times \dfrac{(2.75)^2}{2} - \dfrac{1}{2} \times 2.75 \times 1.5$

$\times 4.06 \times \dfrac{1}{3} \times 2.75 = +193.5 - 112.19 - 7.68 = +\underline{73.63} \ m.t$

$M_{max\,-ve\,(1)} = 19.78 \times 1.5 \times 0.4 \times \dfrac{0.4}{2} + \dfrac{1}{2} \times 0.59 \times 0.4 \times 1.5$

$= 2.37 + 0.03 = \underline{2.40} \ \ m.t$

$M_{max\,-ve\,(2)} = (19.78 + 7.98) \times \dfrac{(0.88)^2}{2} \times 1.5 + \dfrac{1}{2}(29.06 - 19.78 - 7.98)$

$\times 0.88 \times 1.5 \times \dfrac{(0.88)}{3} = 16.12 + 0.25 = \underline{16.37} \ \ m.t$

$M_{max} = M_{max\,+ve} = 73.63 \ \ m.t / 1.5 \ m \ breadth$

$\therefore \quad d_m = 0.324\sqrt{\dfrac{73.63\times10^5}{150}} = 71.8 \text{ cm} \qquad t = 80 \text{ cm}$

$\therefore \quad d_{act} = 73 \text{ cm}$

- يتم حساب القوى القاصة

$Q_{s1} = 19.78 \times 1.5 \times 0.4 + \dfrac{1}{2} \times 0.59 \times 1.5 \times 0.4 = 11.87 + 0.18 = 12.05 \text{ (t)}$ (positive)

$Q_{s2} = (19.78 + 7.98)(0.88) \times 1.5 + \dfrac{1}{2}(29.06 - 19.78 - 7.98) \times 0.88 \times 1.5$

$= 36.64 + 0.86 = 37.5 \text{ (t)}$ (negative)

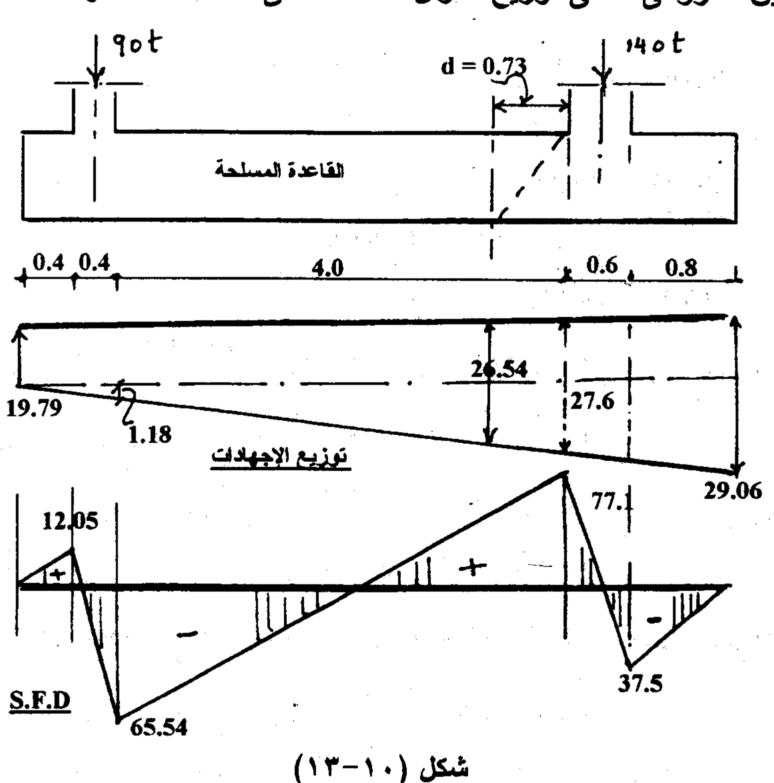
$Q_{s3} = 140 - \dfrac{(29.06 - 27.61) \times 1.48 \times 1.5}{2} - 27.61 \times 1.48 \times 1.5$

$= 140 - 1.61 - 61.29 = 77.10 \text{ t}$ (positive)

$Q_{s4} = -90 + 0.8 \times 19.79 \times 1.5 + \dfrac{1}{2} \times 1.18 \times 0.8 \times 1.5$

$= -90 + 23.75 + 0.71 = -65.54$ (negative)

ويبين الكروكى التالى توزيع القوى القاصة على القاعدة المشتركة.



شكل (١٠-١٣)

- ***التحقق من أقصى إجهادات قص:***
- القــوة القاصــة عند القطاع الحرج للقص على بُعد (d) من وجه العمود الداخلى ويقاوم بواسطة الخرسانة فقط.

$$Q_{max\,sh} = 140 - \frac{(29.06 - 26.54) \times 2.21 \times 1.5}{2} - 26.54 \times 2.21 \times 1.5$$

$$= 140 - 4.18 - 87.98 = 47.84 \ \ (t)$$

$$\therefore \quad q_{max\,sh} = \frac{47.84 \times 10^3}{150 \times 73} = 4.37 \ \ kg/cm^2 \ < \ 5 \ \ kg/cm^2 \quad (o.k)$$

- **حديد التسليح:**
- **التسليح الطولى (الاتجاه الطولى):**

الحديد العلوى:

$$A_{s\,top} = \frac{73.63 \times 10^5}{1782 \times 73} = 56.6 \ \ cm^2$$

الحديد السفلى:

$$A_{s\,bottom} = \frac{M_{max\,-ve}}{1782 \times 73} = \frac{16.37 \times 10^5}{1782 \times 73} = 12.58 \ \ cm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.15}{100} \times 150 \times 73 = 16.43 \ \ cm^2$$

$\therefore$ take $A_{s\,top} = 56.6\ cm^2 \longrightarrow 15\ \phi\ 22\ \ (57\ cm^2)$ / 150 cm breadth

، $A_{s\,bottom} = 16.43\ cm^2 \longrightarrow 9\ \phi\ 16\ \ (18\ cm^2)$ / 150 cm breadth

- **التسليح العرضى (الاتجاه المستعرض):**

بفرض كمرات مدفونة تحت كل عمودين فى الاتجاه العرضى.

$\therefore$ الحمل تحت العمود الداخلى لكل (مَ) طول الشريحة (الكمرة المدفونة) حيث طولها يساوى عرض القاعدة المشتركة يعادل : ١٤٠ / ١,٥ = ٩٣,٣٣ طن/مَ

أقصــى عــزم انحــناء على الكمرة المدفونة تحت العمود الداخلى [البروز يعادل (١,٥ - ٠,٤)] :

$$M_{max} = \frac{93.33 \times (0.55)^2}{2} = 14.12 \ \ m.t$$

$$d_{act} = 73 - 2.2 - \frac{1.6}{2} = 70 \ \text{cm}$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{14.12 \times 10^5}{70 \times 1782} = 11.32 \ \text{cm}^2 \longrightarrow$$

$$A_{s\,min} = 0.15 \times 150 \times 70 = 15.75 \ \text{cm}^2 \ (8 \phi 16)$$

وهــذا الحديــد يتم توزيعه على عرض الكمرة المدفونة تحت العمود بالتماثل أى علــى عرض يعادل عرض العمود + عمق الكمرة من وجهى العمود [٧٣ + ٦٠ = ١٣٣ سم]

، بالمثل تحت العمود الخارجى لكل متر طولى يعادل : $\frac{60}{1.5}$ = ٦٠ طن/مَ

أقصــى عــزم انحناء على الكمرة المدفونة تحت العمود الخارجى [البروز يعادل $\left(\frac{1.50 - 0.4}{2}\right)$ = ٠,٥٥]

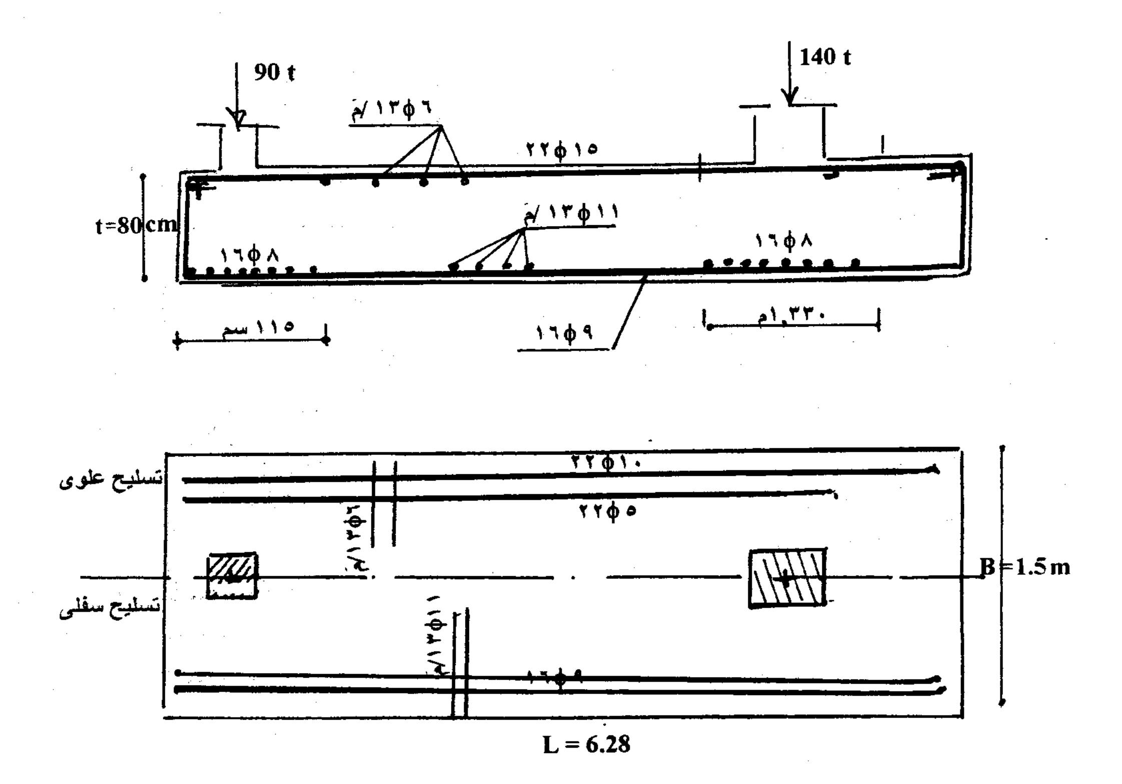
$$\therefore \quad M_{max} = \frac{60 \times (0.55)^2}{2} = 9.08 \ \text{m.t}$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{9.08 \times 10^5}{1782 \times 70} = 7.28 \ \text{cm}^2 \longrightarrow$$

$$\text{take} \quad A_s = A_{s\,min} = 8 \phi 16 \quad (16 \ \text{cm}^2)$$

ويــتم توزيعها على عرض الكمرة المدفونة وهو يساوى فى هذه الحالة (٤٠ سم + عرض العمود + $\frac{d}{2}$) أى ١١٥ سم وكما هو موضح بالكروكى.

- يجب وضع حديد علوى وسفلى فى الاتجاه العرضى للقاعدة بين الكمرتين المدفونتيــن تحــت الأعمــدة مــا يعــادل $\left(\frac{A_{s\,min}}{2}\right)$ أى مــا يعــادل $\frac{1}{2}$ $\left(70 \times 150 \times \frac{0.15}{100}\right)$ = ٧,٨٨ ســم أى بواقع ٦ ϕ ١٣ /مَ وكما هو موضح بالكروكى التالى – شكل (١٠-١٤).



شكل (١٠-١٤) كروكى حديد التسليح بالقاعدة المشتركة

١٠-٣ القاعدة المجمعة أو المشتركة على شكل شبه منحرف:

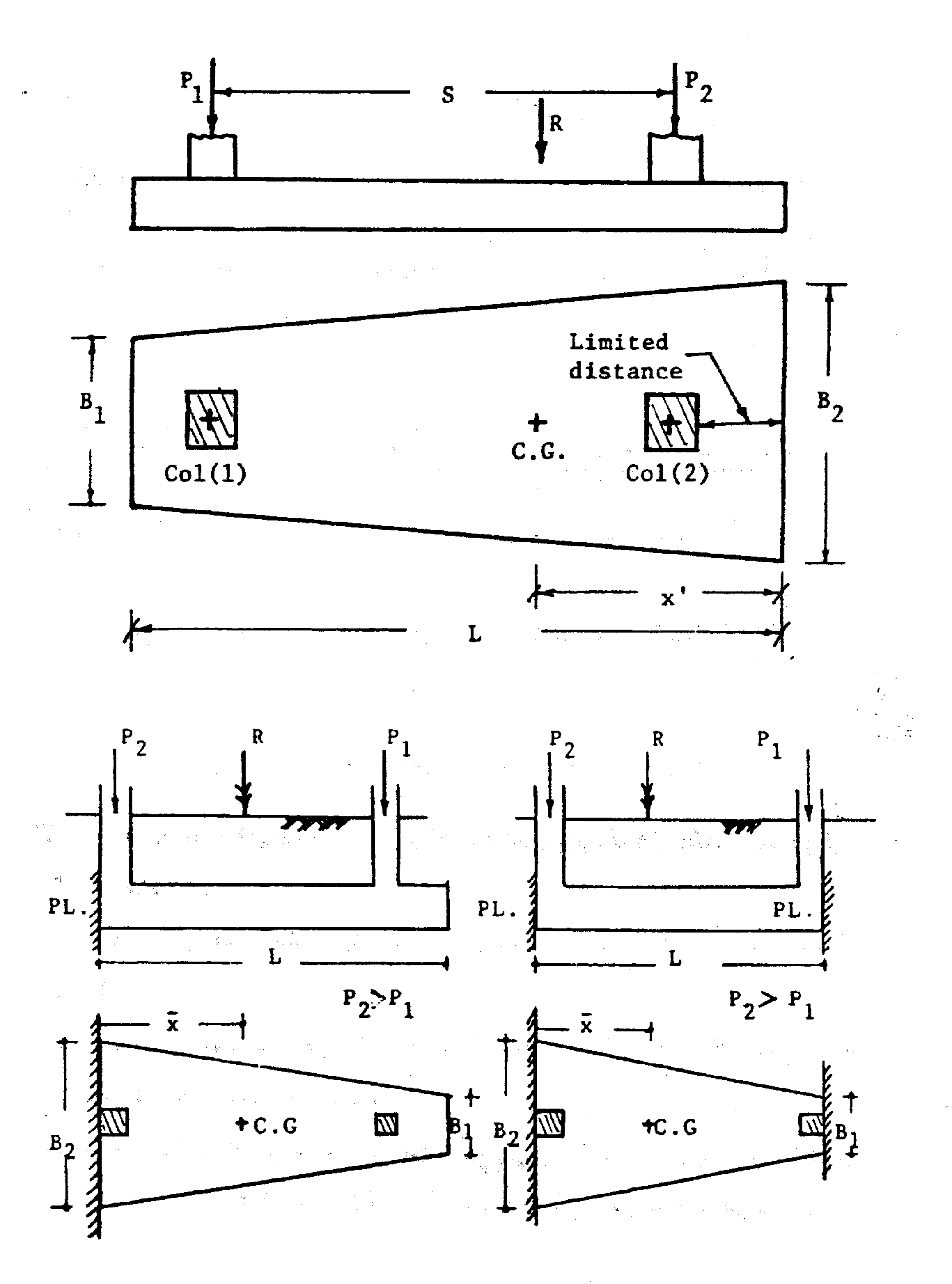
١٠-٣-١ مقدمة:

- تستخدم القواعد المشتركة على شكل شبه منحرف لربط قاعدتين منفصلتين حينما:

١- يكون حمل العامود الخارجى أكبر من حمل العمود الداخلى حيث لا تصلح فى هذه الحالة القواعد المشتركة المستطيلة.

٢- يكون حد الملكية أو أى مانع آخر مجاور للعمودين الغير متساويين فى الأحمال.

- يبين الشكل (١٠-١٥) أمثلة للقواعد المشتركة على شكل شبه منحرف.



شكل (١٠-١٥) استخدام القواعد المشتركة على شكل شبه منحرف

١٠-٣-٢ كيفية تصميم القاعدة المشتركة على شكل شبه منحرف:

المعلوم : هو القوتين (P_2) للعمود الخارجى، (P_1) للعمود الداخلى حيث ($P_2 > P_1$) وكذلك الإجهاد المسموح به للتربة ($f_{n\ all}$) أو (f_{all}) .

المطلوب: هو تصميم القاعدة إيجاد أبعادها وسمكها وحديد تسليحها لمجابهة القوى الداخلية المتولدة فيها وجميع أنواع الإجهادات المصاحبة لهذه القوى.

- يتم فرض أن مركز ثقل محصلة الأحمال ينطبق مع مركز ثقل القاعدة أسفلها (مركز شبه المنحرف) ومن ثم فإنه يمكن القول بأن توزيع الإجهادات على التربة منتظم لا محالة الأمر الذى يمكن منه تعيين مساحة القاعدة كالآتى:

$$A = \frac{R}{f_{n\ all\ soil}}\ (m^2) \quad \text{or} \quad A = \frac{R_T}{f_{all\ soil}}\ (m^2)$$

حيث : (R) محصلة القوى

$$R = P_1 + P_2$$

- ومن هندسة وشكل شبه المنحرف فإن مركز ثقله يقع على بُعد مسافة قدرها (x) من الحمل الأكبر (الضلع الأكبر من الضلعين المتوازيين لشبه المنحرف) حيث :

$$\bar{x} = \frac{L}{3}\left[\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}\right] \text{ ms} \qquad \text{.......} \quad \text{(i)}$$

حيث (L) : طول القاعدة فى الاتجاه الطولى

، (B_1) ، (B_2) : هما عرضى القاعدة المتوازيين فى الاتجاه العرضى

- وحيث أن مساحة القاعدة الشبه منحرف

$$A = \left[\frac{B_1 + B_2}{2}\right].L \quad (m^2) \qquad \text{........} \quad \text{(ii)}$$

- وبحل المعادلتين السابقتين (i) ، (ii) يمكن تعيين المجهولين (B_1) ، (B_2) بدلالة الطول (L) حيث :

* $$B_1 = \frac{2A}{L}\left[\frac{3\bar{x}}{L} - 1\right]$$

* $$B_2 = \frac{2A}{L} - B_1$$ ،

- وبمعلومـــية الطـــول (L) وهو طول القاعدة والمحدد بقيمة معلومة أو مفروضة حسب حالة الأعمدة والموقع فإنه يمكن إيجاد البُعدين (B_1) ، (B_2) كل على حدة.
- يـــتم اســـتكمال خطـــوات التصميم باتباع نفس الخطوات التى اتبعت فى القواعد المستطيلة والسابق سردها مع مراعاة ما يلى لتسهيل خطوات الحل :

i- عـــند تصـــميم القـــاعدة فى الاتجاه الطولى فإنه بالرغم من أن الإجهادات موزعـــة على التربة بانتظام (مركز محصلة الأحمال ينطبق مع مركز ثقل القـــاعدة) إلا أن هذه الإجهادات تعطى حملاً خطياً غير متساوى على طول القـــاعدة الأمر الذى ينتج عنها منحنى توزيع قوى القص على القاعدة من الدرجـــة الثانـــية ومنحنى توزيع عزم الانحناء من الدرجة الثالثة – شكل (١٠-١٦).

ii- لتســـهيل الحل يفضل وضع الحمل الناتج عن إجهادات التربة على القاعدة فى صورة معادلة خطية يمكن عن طريقها حساب الحمل (f) عند أى مقطع على مسافة (x) من ناحية الضلع الأكبر (B_2) حيث :

$$f = f_2 - \frac{(f_2 - f_1)}{L} . x$$

(f_2) ، (f_1) هـــى أقصـــى وأدنى إجهادات واقعة على التربة أسفل القاعدة كما هو موضح بالشكل (١٠-١٦)

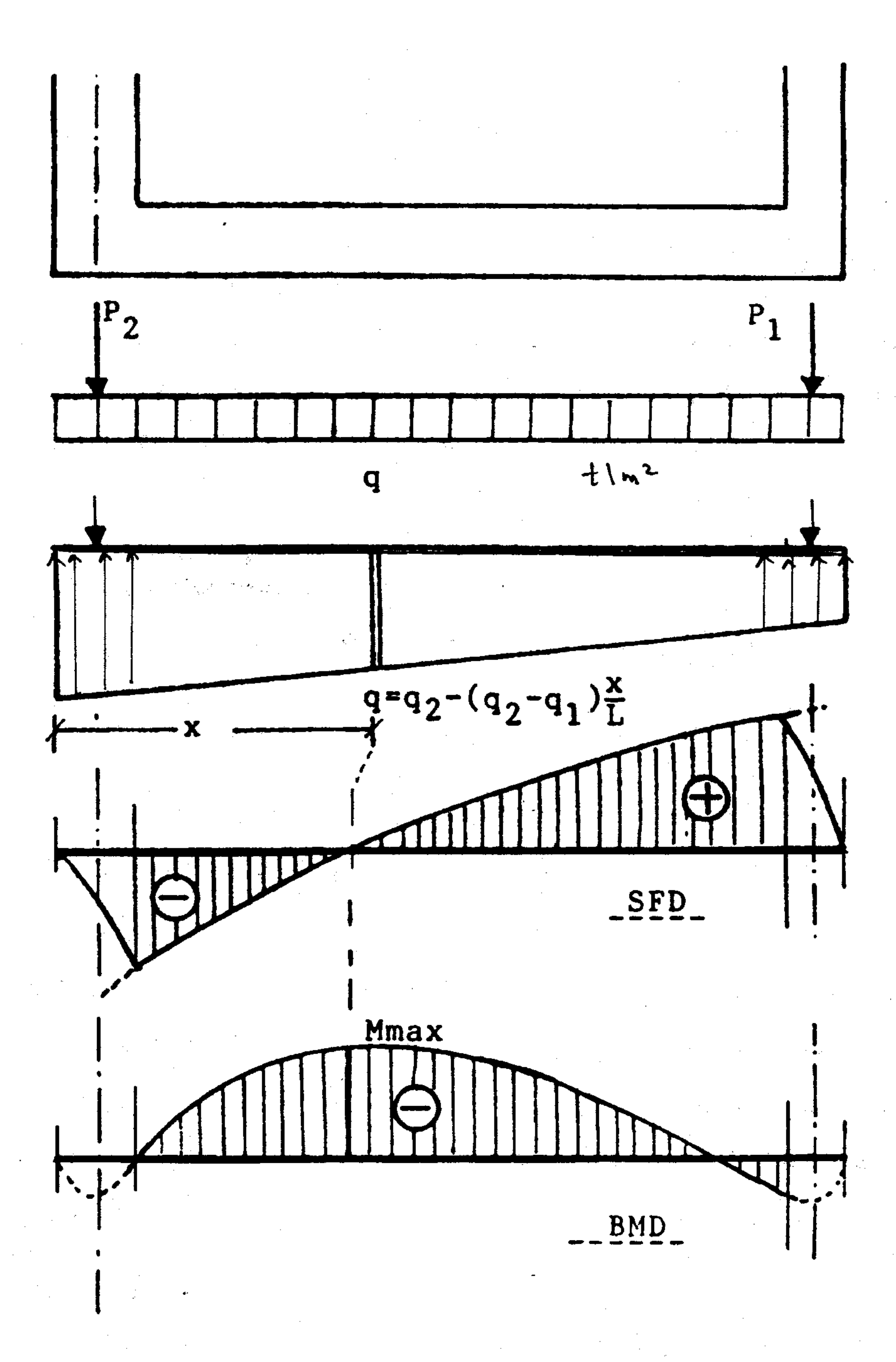
- وحيـــث أن قـــيمة القوى القاصة (Q_x) هى تكامل قيمة الإجهاد (f) عند أى نقطة على بُعد (x)

$$\therefore \quad Q_x = \int_0^x f\, d\, x$$

$$Q_x = f_2 . x - \frac{(f_2 - f_1) x^2}{2L} + C$$

حيـــث (c) هـــو ثابت التكامل وهو يعادل حمل العمود الموجود بين المقطع وبين القاعدة الكبرى (B_2) ومن هذه المعادلة يمكن إيجاد موضع أقصى عزم انحناء أى عند $Q = 0$

- وبتكامل المعادلة السابقة مرة ثانية (تكامل القص) ينتج عنه عزم الانحناء (M_x).



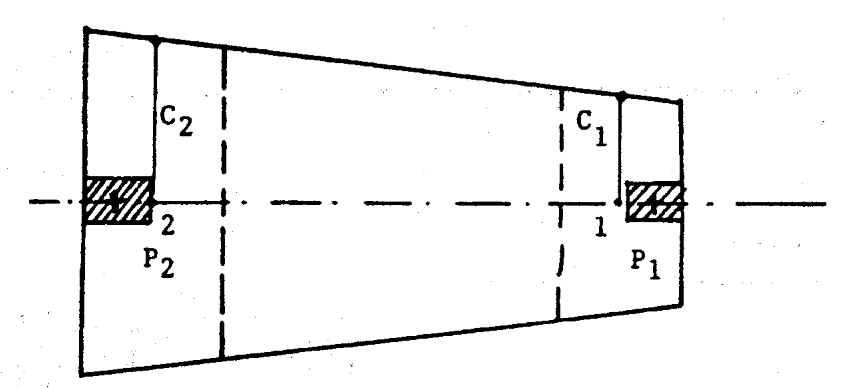
شكل (١٠-١٦) الأحمال والقوى الداخلية على القاعدة المشتركة شبه المنحرف

$$M_x = -\int_0^x Q\,dx = f_2 \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{(f_2 - f_1)x^3}{6L} + cx + c_2$$

حيث (c_2) يساوى صفراً وأن (x) تمثل ذراع العزم للعمود حول المقطع تحت الاعتبار.

iii- عند تعيين العمق المقاوم للعزم يؤخذ عرض الأساس المقابل للمقطع المعرض لأكبر عزم عند القطاع الذى عنده القص يساوى صفر.

iv- عند حساب العزوم العرضية (M_1) ، (M_2) للكمرات المدفونة تحت الأعمدة تؤخذ البروزات (c_1) ، (c_2) فى منتصف عرض الكمرات العرضية المدفونة وكما هو موضح بالشكل (١٠-١٧).



شكل (١٠-١٧) ذراع العزوم العرضية ومقدار البروزات للكمرات المدفونة

١٠-٣-٣ مثال محلول:

المطلوب تصميم القاعدة المشتركة على هيئة شبه منحرف تحمل عموداً خارجياً (٤٥ × ٤٥ سم) يحمل حملاً قدره ٨٠ طن وآخر داخلياً (٣٠ × ٣٠ سم) يحمل حملاً قدره ٥٠ طن والمسافة بينهما ٤,٢٥ م. فإذا عُلم أن جهد التربة الصافى المسموح به أسفل هذه القاعدة يعادل ١,٢ كجم/سم٢ وأن العمودين لا يسمح بامتدادهما خارج حدود العمودين وأن حديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ وأن الخرسانة ذات رتبة C 200.

الحل:

- حيث أنه لا يسمح بامتداد طول القاعدة خارج حدود وجهى العمودين إذن طول القاعدة معروف ومحدد فى هذه الحالة.

i.e. $L = 4.25 + 0.15 + 0.225 = 4.625$ ms

- محصلة القوى

$R = P_1 + P_2 = 80 + 50 = 130$ (t)

- بالإشـــارة إلـــى الشكل (١٠-١٦) يتم إيجاد موضع المحصلة بأخذ العزوم حول الحمل الكبير.

$$x_1 = \frac{50 \times 4.25}{130} = 1.635 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad x = 1.635 + 0.225 = 1.86 \text{ ms}$$

- مساحة القاعدة

$$A = \frac{R}{f_{n\,all}} = \frac{130}{12} = 10.833 \text{ m}^2$$

- يتم تنفيذ المعادلتين الخاصتين بالبعدين (B_1) ، (B_2).

$$\because \quad \bar{x} = \frac{L}{3}\left[\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}\right] \rightarrow 1.86 = \frac{4.625}{3} \times \frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \quad \ldots\ldots \text{(i)}$$

$$، \quad A = \left[\frac{B_1 + B_2}{2}\right] L \rightarrow 10.833 = \frac{B_1 + B_2}{2} \times 4.625 \quad \ldots\ldots \text{(ii)}$$

- بحل المعادلتين السابقتين إذن :

$B_1 = 3.72$ ms , $B_2 = 0.97$ ms

❁ ***بالنسبة للاتجاه الطولى للقاعدة:***

- يتم حساب توزيع الإجهادات على الطول / لكل متر طولى منه

i.e. $f_1 = 0.97 \times f_n = 0.97 \times 12 = 11.64$ t/m\`

، $f_2 = 3.72 \times f_n = 3.72 \times 12 = 44.6$ t/m\`

- يـــتم حســـاب قيمة الإجهاد الواقع على التربة لكل متر طولى من القاعدة المشتركة عند أى نقطة على بُعد (x) من القاعدة (B_2).

$$f_x = f_2 - \frac{(f_2 - f_1) \cdot x}{L} = 44.6 - \frac{(44.6 - 11.64) \cdot x}{4.625}$$

i.e. $f_x = 44.6 - 7.136 \cdot x$

وهى معادلة الحمل (الخط المستقيم الغير منتظم القيمة) ومن هذه المعادلة يـــتم حســـاب قيم القوى القاصة عند أى نقطة كالآتى بتكامل هذه المعادلة بالنسبة لـــ (x):

at $x = 0.45$ ms

$\longrightarrow Q = 44.6 \times (0.45) - 3.568 \times (0.45)^2 - 80 = -60.63$ (t)

at $x = 0.475$ ms

$\longrightarrow Q = 44.6 \times (0.475) - 3.568 \times (0.425)^2 - 80 = +59.45$ (t)

- معادلة القوى القاصة (Q) عند أى نقطة هى :

$$Q = \int_{o}^{x} f_x \, d_x = 44.6x - 3.568\,x^2 + c$$

- لإيجاد موضع النقطة التى عندها Q = 0

$Q = 0 = 44.64\,x - 3.568\,x^2 - 80$

وبحل هذه المعادلة تنتج قيمة (x)

$\longrightarrow x = 2.168$ ms

- للحصـــول على منحنى عزم الانحناء وقيمه عند أى نقطة يتم تكامل القوى القاصة بالنسبة للمسافة.

i.e. $$M = \int_{0}^{x} -Q\,dx = \int_{0}^{x} \left[-44.64(x) - 3.568\,x^2 + 80\right] dx$$

$$= -44.64\,\frac{(x^2)}{2} + 3.568\,\frac{(x)^3}{3} + 80 \cdot x$$

$$= -22.32\,(x)^2 + 1.189\,(x)^3 + 80\,x$$

وهذه هى معادلة عزوم الانحناء عند أى نقطة على بُعد (x)

at $x = 0.45$ ms

$\longrightarrow M = -[22.32\,(0.45)^2 - 1.189\,(0.45)^3] + 80\,(0.225) = +13.59$ m.t

at $x = 3.0$ ms

$\longrightarrow M = -[22.32\,(3.0)^2 - 1.189\,(3)^3] + 80\,(3 - 0.225) = 53.22$ m.t

at $x = 4.325$ ms

$\longrightarrow M = -[22.32\,(4.325)^2 - 1.189\,(4.325)^3] + 80\,(4.325 - 0.225) = 6.68$ m.t

at $x = 4.0$ ms

$\longrightarrow M = -[22.32\,(4)^2 - 1.189\,(4)^3] + 80\,(4.0 - 0.225) = 20.98$ m.t

وأقصى عزم انحناء موجب عند x = 2.168 ms

at $x = 2.168$

$M_{max+ve} = -[22.32\,(2.168)^2 - 1.189\,(2.168)^3] + 80\,(2.168 - 0.225)$
$= 62.65$ m.t

- عرض القاعدة المشتركة عند القطاع الذى عنده أقصى عزم انحناء (B)

$$B = 0.97 + 2.75\,\frac{(4.625 - 2.168)}{4.625} = 2.43 \;\; ms$$

- عمق القاعدة المقاوم لأقصى عزم انحناء (d_m)

$$d_m = 0.361\sqrt{\frac{62.65 \times 10^5}{243}} = 58 \;\; cm \longrightarrow t = 65 \;\; cm \qquad d_{act} = 58 \;\; cm$$

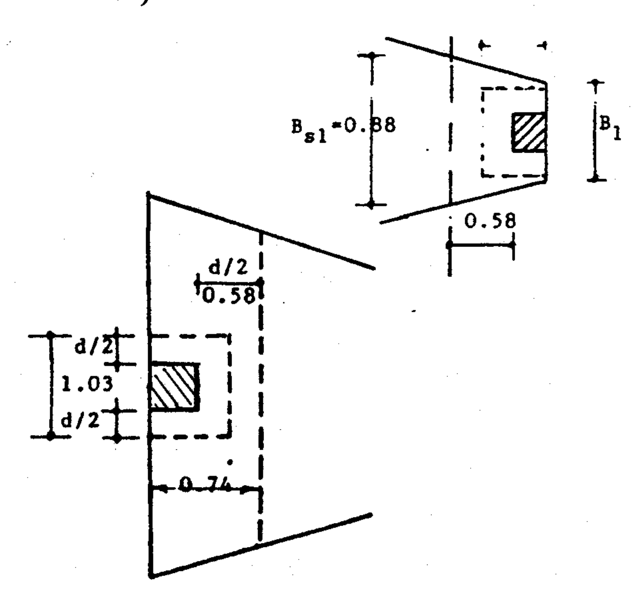
- التحقق من إجهادات القص الثاقب (شكل ١٠-١٨).

$$Q_{p(1)} = 50 - 12\,(0.88 \times 0.59) = 43.77 \;\; (t)$$

$$q_{p(1)} = \frac{43.77 \times 10^3}{58\,(2 \times 59 + 88)} = 3.66 \;\; kg/cm^2 < 8 \;\; kg \;\; (q_{p\,all}) \qquad (o.k)$$

$$Q_{p(2)} = 80 - 12\,(1.03 \times 0.775) = 69.77 \;\; (t)$$

$$q_{p(2)} = \frac{69.77 \times 10^3}{58\,(2 \times 77.5 + 103)} = 4.68 < 8 \;\; kg/cm^2 \qquad (o.k)$$



شكل (١٠-١٨) المقاطع الحرجة للقص الثاقب والقص فى القاعدة المشتركة على شكل شبه منحرف

- التحقق من إجهادات القص :

عــرض القطاع هو عرض القاعدة عند القطاع الحرج وهو على بُعد (d) مــن وجــه العمــود وليكن العرض (B_1) بالنسبة للعمود رقم (١) ، (B_2) بالنسبة للعمود رقم (٢).

بالنسبة للعمود رقم (١) :

$$B_{(1)} = 0.97 + 2.75\,\frac{0.88}{4.625} = 1.49\ \text{ms}$$

، $$Q_{s(1)} = 44.64\,(4.625 - 0.88) - 3.568\,(4.625 - 0.88)^2 - 80 = 37.14\ \ (t)$$

$$\therefore\quad q_{sh\,(1)} = \frac{37.14\times10^3}{58\times149} = 4.3 < 6\ \ \text{kg/cm}^2 \qquad (o.k)$$

بالنسبة للعمود رقم (٢) :

$$B_{(2)} = 0.97 + 2.75\,\frac{(4.625 - 1.03)}{4.625} = 3.11\ \text{ms}$$

، $$Q_{s(2)} = 44.64 \times 1.03 - 3.568 \times (1.03)^2 - 80 = 37.81\ \ (t)$$

، $$q_{sh\,(2)} = \frac{37.81\times10^3}{58\times311} = 2.1 < 6\ \ \text{kg/cm}^2 \qquad (o.k)$$

- وعليه فإن العمق (d = 58 cm) آمن وبالتالى فإن كميات الحديد المطلوبة عند القطاعات المختلفة كما يلى :

$$A_{s\,max\,+ve} = \frac{62.65\times10^5}{1237\times58} = 87.32\ \ \text{cm}^2 \quad\rightarrow\quad 23\,\phi\,22$$

$$A_{s\,at\,x=3\,m} = \frac{53.22\times10^5}{58\times1237} = 74.18\ \ \text{cm}^2 \quad\rightarrow\quad 20\,\phi\,22$$

$$A_{s\,at\,x=4\,m} = \frac{20.98\times10^5}{58\times1237} = 29.24\ \ \text{cm}^2 \quad\rightarrow\quad 8\,\phi\,22$$

❊ ***بالنسبة للاتجاه العرضى للقاعدة:***

تحت العمود رقم (٢):

عرض الكمرة المدفونة عند العمود رقم (٢) = ٠,٤٥ + ٠,٥٨ = ١,٠٣ متر

الطول المتوسط للكمرة المدفونة عند منتصف عرض الكمرة يعادل =

$$\frac{0.97 + 2.75\left(4.625 - \frac{1.03}{2}\right)}{4.625}$$ = ٣,٤١ متر

الحمل الواقع على الكمرة المدفونة لكل متر طولى منها = $\frac{80}{3.41}$ = ٢٣,٤٦ طن/مَ

أقصى عزم انحناء واقع عليها =

$$M = \frac{23.46\,[(3.41 - 0.42) / 2]^2}{2} = 26.22 \text{ m.t}$$

- عمق الكمرة المدفونة

$$d = 58 - \frac{2.2}{2} - \frac{2.2}{2} = 55.8 \text{ cm}$$

- مساحة حديد الكمرة المدفونة

$$A_s = \frac{26.22 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 37.99 \text{ cm}^2$$

$A_{s\,min} = 58 \times 103 \times 0.0025 = 14.94 \text{ cm}^2 \longrightarrow 37.99 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ <u>10 ϕ 22</u>

<u>تحت العمود رقم (١):</u>

عرض الكمرة المدفونة عند العمود رقم (١) = $B = 0.3 + 0.58 = 0.88$ ms

الطول المتوسط للكمرة المدفونة عند منتصف عرض الكمرة يعادل :

$$L = 0.97 + 2.75\,\frac{0.88}{4.625} = 1.49 \text{ ms}$$

الحمل الواقع على الكمرة المدفونة لكل متر طولى منها

$$w = \frac{50}{1.49} = 33.56 \text{ t/m`}$$

- أقصى عزم انحناء

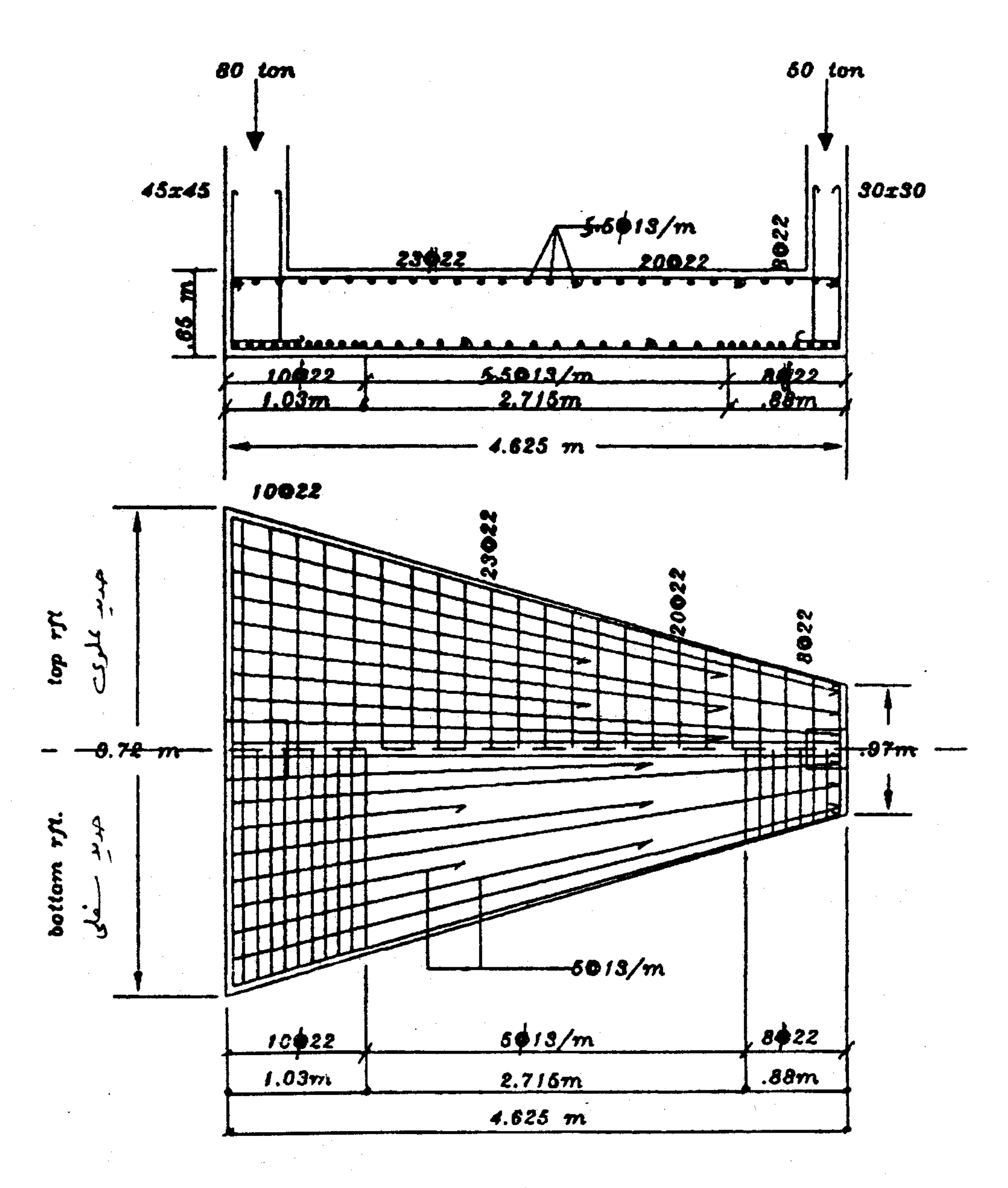
$$M = \frac{w\,[(1.49 - 0.3) / 2]^2}{2} = 3.56 \times 0.177 = 5.94 \text{ m.t}$$

- مساحة حديد الكمرة المدفونة

$$A_s = \frac{5.94 \times 10^5}{1237 \times 55.8} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$A_{s\,min} = 58 \times 149 \times 0.0025 = 21.61 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ <u>6 ϕ 22</u>

ويؤخذ فى بقية الطول بين الكمرات المدفونة حديد علوى وسفلى فى الاتجاه العرضى قدره الحد الأدنى للمتر الطولى أى ما يعادل ٥٨ × ١٠٠ × ٠,٠٠٢٥ = ١٤,٥ سم٢ بواقع ١١ سيخ لكل متر طولى أى ٥,٥ ϕ ١٣ /مَ علوى عرضى ، ٥,٥ ϕ ١٣ /مَ سفلى عرضى.

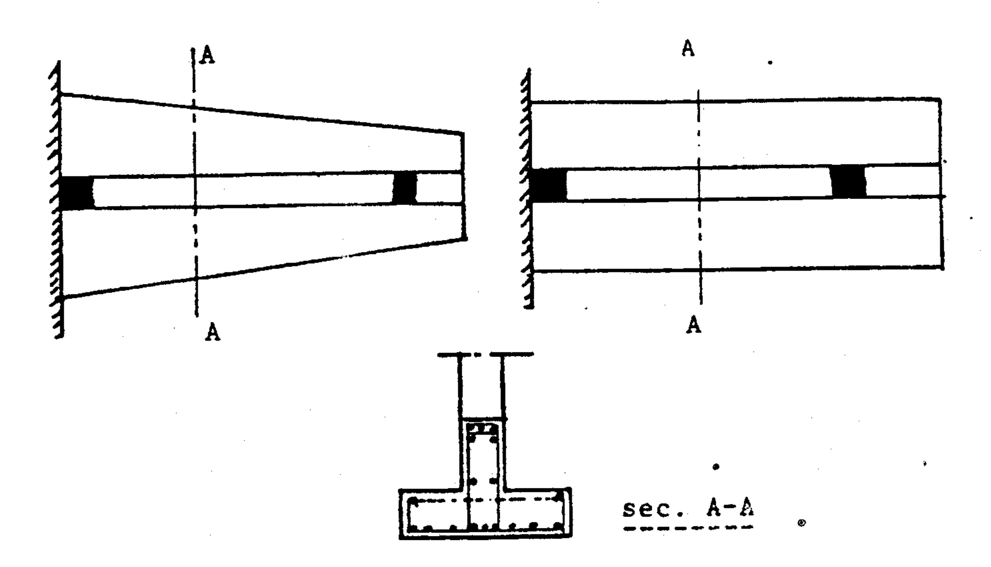

80 ton
60 ton
45x45
30x30
5.5ϕ13/m
23ϕ22
20ϕ22
8ϕ22
.65 m
10ϕ22
5.5ϕ13/m
8ϕ22
1.03m
2.715m
.88m
4.625 m
10ϕ22
23ϕ22
20ϕ22
8ϕ22
top rft.
حديد علوى
bottom rft.
حديد سفلى
.97m
5ϕ13/m
10ϕ22
5ϕ13/m
8ϕ22
1.03m
2.715m
.88m
4.625 m

شكل (١٠-١٩)

• ويبيــن الشكل (١٠-١٩) تفاصيل وأبعاد القاعدة المشتركة التى على شكل شبه منحرف للمثال السابق.

١٠-٤ القواعد المشتركة الشريطية:

• فــى بعــض الحالات الخاصة للقواعد المشتركة سواء المستطيلة الشكل أو التى على شكل شبه منحرف يمكن إضافة كمرة رابطة بين العمودين جزء منها مدفون فــى القاعدة وجزء بارز فوقها يسمى عصب الكمرة (Rib) كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٠). وهــذه الكمرة بدورها ووجودها تحول القاعدة المشتركة إلى قاعدة شريطية (Strip footing) وهذه الكمرة هى التى تتحمل العبء الأكبر فى مقاومة عزوم الانحناء القوى الداخلية فى الاتجاه الطولى للقاعدة.



شكل (١٠-٢٠) القواعد المشتركة الشريطية (قواعد مشتركة بكمرة)

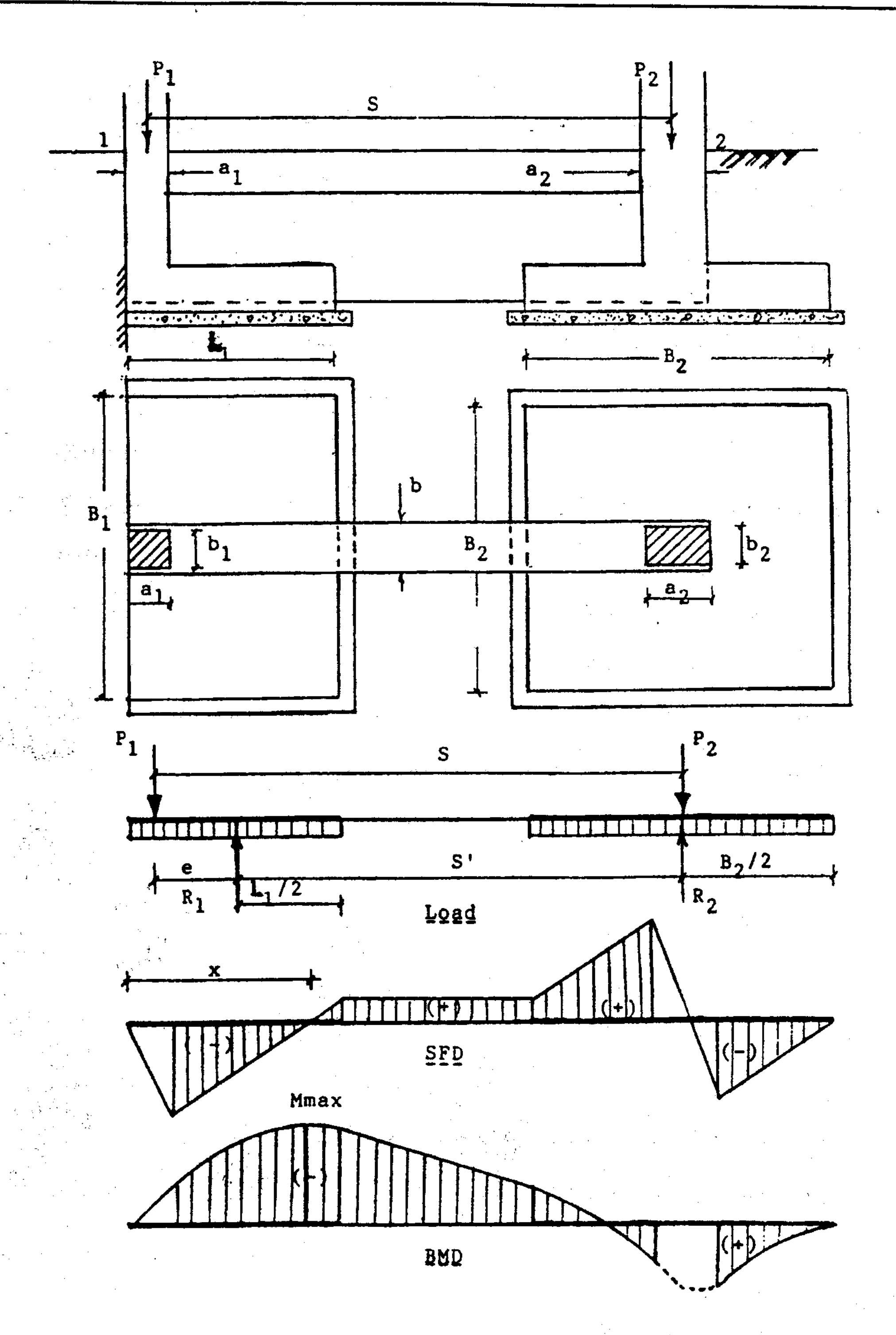
• إن تصــميم هــذه الكمرة على أساس أنها كمرة على شكل حرف T مقلوب بينما تصــميم بلاطــة القــاعدة على أساس شريحة (strip footing) وبالتالى ينطبق تصميم مثل هذا النوع من القواعد باتباع نفس الخطوات التى اتبعت بالتفصيل فى تصميم القواعد الشريطية.

١٠-٥ القواعد الكابولية (القواعد ذات الشداد):

10-5 Strap (Cantilever Footing):

١٠-٥-١ مقدمة:

- أحياناً تكون قاعدة الجار الخارجية كابولية بمعنى أن حمل العمود المؤثر عليها ينطبق مع مركز ثقلها (حمل غير محورى أو غير مركزى بالنسبة للقاعدة) فإنه فى هذه الحالة تكون القاعدة معرضة إلى عزم انحناء بجانب القوى العمودية مما يجعل الإجهادات تحت القاعدة غير منتظمة التوزيع وربما ينشأ عنها إجهادات شد تعمل على فصل القاعدة من التربة أسفلها الأمر الذى يتطلب التغلب على هذه الحالة بأنه يلزم ضرورة ربط هذه القاعدة الكابولية (قاعدة الجار) بقاعدة أخرى مجاورة لها ومركزية الحمل وذلك عن طريق شداد أو كمرة عالية الجساءة تسمى بكمرة الاستراب (strap beam) وهذا الشداد أو الكمرة الاستراب يعمل على نقل عزم الانحناء الناتج من عدم محورية الحمل على القاعدة الخارجية (قاعدة الجار) إلى القاعدة الداخلية وبالتالى تكون الإجهادات الواقعة على التربة تحت القواعد منتظمة التوزيع.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أن القواعد ذات الشداد تستخدم لنفس الغرض الذى استخدمت فيه القواعد المشتركة المستطيلة أو ذات شبه المنحرف بربطهما وجعلهما قاعدة واحدة وذلك فى حالة ما إذا كانت المسافة بين العمودين الخارجى والداخلى كبيرة نسبياً وقدرة تحمل التربة عالية فى نفس الوقت وبالتالى القاعدة المشتركة لا تحتاج إلى مساحة كبيرة وعرضها سوف يكون صغير نسبياً، هذا بالإضافة إلى أن القواعد الكابولية تعتبر أكثر اقتصاداً وتوفيراً من القواعد المشتركة من ناحية كمية المواد والخرسانة المطلوبة وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١).



شكل (١٠-٢١) القاعدة الكابولية وكيفية تصميمها

١٠-٥-٢ كيفية تصميم القواعد الكابولية:

- *المعلوم:* الأحمال (P_1) للعمود الخارجى (الجار) ، (P_2) للعمود الداخلى، جهد التربة الصافى المسموح به ($f_{n\ all}$) وأن المسافة بين محورى العمودين كبيرة ولتكن (S).
- *المطلوب:* تصميم القاعدة الكابولية الآمنة لمجابهة هذه الأحمال وذلك بإيجاد كل من أبعاد كل من القواعد الداخلية والخارجية وحديد تسليحهما بالإضافة إلى أبعاد الشداد وحديد تسليحه الرابط بينهما.
- *الخطوات:*

١- بالإشارة إلى الشكل (١٠-٢١) يفرض أولاً طول القاعدة الخارجية وليكن (L_1) بحيث يكون عرض القاعدة الخارجية أكبر من طولها وذلك لتقليل لا مركزية الحمل ($B_1 > L_1$) وبالتالى تقليل دورانها وبحيث يتناسب طولها مع عرضها.

٢- يتم فرض أن القاعدة الداخلية والمؤثر عليها الحمل (P_2) مركزية فى التحميل ويفضل لتسهيل الحل أن تكونَ مربعة الشكل وذات عرض وطول يعادل (B_2).

٣- يتم فرض أن ردود أفعال التربة تقع فى مركز القواعد أعلاها أى (R_1) فى مركز ثقل القاعدة الخارجية، (R_2) فى مركز ثقل القاعدة الداخلية وبينهما مسافة قدرها (S) حيث الشكل (١٠-٢١) يتبين:

$$S` = S - e$$

$$، \quad e = L_1 / 2 - \frac{a_1}{2}$$

أى أنه أولاً يتم تعيين قيمة (e) بدلالة (L_1) طول القاعدة الخارجية، (a_1) عرض العمود الخارجى (الجار) ثم يتم حساب المسافة (S) تبعاً لذلك.

٤- يتم تعيين قيمة كل من ردود أفعال التربة (R_1) تحت القاعدة الخارجية (الجار)، (R_2) تحت القاعدة الداخلية المربعة وذلك بأخذ العزوم عند محور العمود الداخلى والاتزان :

$$\therefore \quad R_1 = P_1 \, . \, S / S`$$

$$، \quad R_2 = (P_1 + P_2) - R_1$$

٥- يتم حساب مساحة كل من القاعدة الخارجية والداخلية وذلك بدلالة كل من (R_1) ، (R_2) وجهد التربة الصافى المسموح به $(f_{n\ all})$ وتقرب إلى أقرب ٥ سم.

i.e. $A_1 = B_1 \times L_1 = \dfrac{R_1}{f_{n\ all}}\ (ms^2)$

، $A_2 = B_2 \times L_2 = \dfrac{R_2}{f_{n\ all}}\ (ms^2)$

٦- يتم حساب جهد التربة الصافى الحقيقى الواقع على التربة وذلك بدلالة المساحة النهائية والأحمال الواقعة على هذه القواعد.

i.e. $f_{n(1)} = \dfrac{R_1}{A_{1\ final}} \leq f_{n\ all}$

، $f_{n(2)} = \dfrac{R_2}{A_{2\ final}} \leq f_{n\ all}$

٧- يتم رسم منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على المحور الطولى للقاعدتين الخارجية والداخلية مع ملاحظة أن أقصى عزم انحناء سالب يقع عندما تكون القوة القاصة تعادل صفر $(Q = 0)$ أى عند قرب نهاية القاعدة الخارجية وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١).

٨- يتم تصميم كل من القواعد الخارجية والداخلية والشداد الرابط بينهما كالآتى :

أ) تصميم الشداد:

عند تصميم وتنفيذ الشداد يجب التأكد من ضرورة استيفاء الاعتبارات والافتراضات التالية :

١- يجب أن يكون الشداد جاسئاً (Rigid) بدرجة كافية للتحكم فى دوران القاعدة الخارجية ومنعها من الدوران ولذلك يقترح أن يكون عزم القصور الذاتى للشداد أكبر من ضعف عزم القصور الذاتى للقاعدة الخارجية أى أن:

$I_{strap} / I_{ext.\ footing} > 2$

٢- يجب ألا يلامس الشداد التربة تجنباً لحدوث ضغط تماس بينه وبين التربة مما يخالف فلسفة التصميم.

٣- إهمال وزن الشداد.

٤- يجب أن يعمل الشداد ككمرة عميقة (Deep beam) $\frac{t}{\ell} \geq 0.8$.

٥- يجب أن تكون القواعد الخارجية والداخلية متناسبة لتعطى إجهاداً متقارباً على التربة $f_{n(1)} \cong f_{n(2)}$ i.e. تحت القاعدتين لتجنب حدوث هبوط نسبى ومتفاوت أسفل القاعدتين وأفضل حل حينما تكون محصلة الأحمال منطبقة مع مركز ثقل القاعدتين، وهذا لا يتأتى إلا بعد محاولات عديدة.

٦- يفضل أن يكون عرض الشداد على الأقل مساوياً لعرض أصغر عمود ويمكن زيادة عرض الشداد لتحقيق وزيادة جساءة الشداد حينما يكون عمق الشداد محدوداً.

٧- يجب أن ينطبق محور الشداد على محور الأعمدة وذلك لتجنب حدوث وتولد عزوم لىّ (Torsion) على الشداد وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢١)

٨- يجب ألا تتعدى الإجهادات الناجمة عن عزوم الانحناء والقوى القاصة والمتولدة فى الشداد شكل (١٠-٢١) والسابق رسمها وإيجادها الحدود المسموح بها وذلك بمعاملته ككمرة مقلوبة ويقاوم الشد القطرى (Diagonal Tension) بواسطة حديد مكسح وكانات متعددة الأفرع (وضع حديد التسليح سواء الرئيسى أو المكسح عكس ما هو معروف بالنسبة للكمرات العادية التصميم).

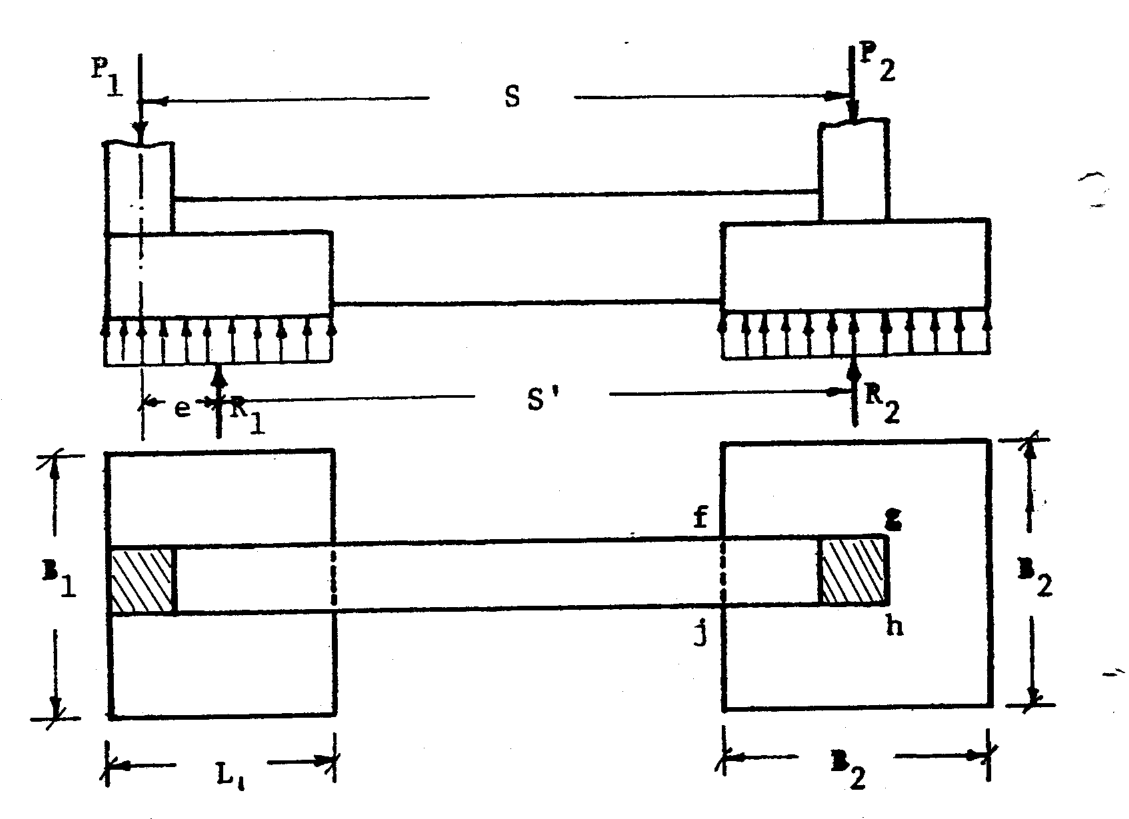
ب) <u>تصميم القاعدة الخارجية:</u>

تعتبر القاعدة الخارجية (قاعدة الجار) كما لو كانت قاعدة حائط خرسانى مسلح طولها هو (L_1) وعرضها (B_1)، وبالرغم من أن العمود مرحل عن المركز إلا أن الإجهادات تحت القاعدة منتظمة التوزيع (R_1 فى مركز القاعدة) الأمر الذى يمكن القول بأنه يمكن اعتبار هذه القاعدة هى قاعدة شريطية (Strip footing) تحت حائط مسلح وبالتالى تتبع نفس الخطوات السابق ذكرها فى تصميم هذا النوع من القواعد من حيث السمك وكمية وتوزيع حديد التسليح لمجابهة جميع أنواع الإجهادات المتولدة فيها نتيجة لعزوم الانحناء والقوى القاصة والتماسك .... الخ.

جـ) تصميم القاعدة الداخلية:

- ***حالة ما إذا كان الشداد ينتهى عند نهاية العمود الداخلى:***

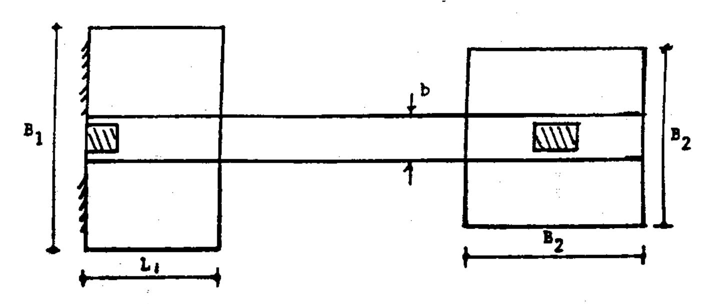
تعتــبر القاعدة الداخلية قاعدة منفصلة (مربعة أو مستطيلة) معرضة إلى إجهــاد منتظم أسفلها نتيجة للحمل (R_2) وذلك فى حالة ما إذا كان الشداد ينتهى عــند نهاية العمود شكل (١٠-٢٢) وفى هذه الحالة يتم التعامل مع هذه القاعدة فــى التصميم باتباع نفس الخطوات التى اتبعت فى القواعد المنفصلة المربعة أو المســتطيلة وذلــك مــن حيث التحقق من إجهادات العزم والقص الثاقب والقص المصــاحب لعزم الانحناء والتماسك والرباط .... الخ ولكن مع مراعاة أن القص الثاقب يتحقق منه من خلال محيط القص (f g h i) الموضح بالشكل (١٠-٢٢).



شكل (١٠-٢٢) القطاع الحرج للقص والأحمال المفروضة وردود الأفعال عند تصميم القواعد ذات الشداد المنتهى عند نهاية العمود الداخلى

- ***حالة ما إذا كان الشداد ممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية:***

تعتــبر القاعدة الداخلية قاعدة مربعة أو مستطيلة شريطية ويتم تصميمها علــى هــذا الأســاس مثل القاعدة الخارجية وتتبع نفس خطوات تصميم القواعد الشريطية تحت الحوائط المسلحة - شكل (١٠-٢٣).



شكل (١٠-٢٣) الشداد الممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية فى القواعد الكابولية

ملحوظة هامة:

يجب ضرورة عمل الرسومات التفصيلية لكل من الشداد والقاعدة الداخلية والخارجــية لبــيان كيفــية توزيع حديد التسليح فى كل منها وذلك بمقياس رسم مناسب.

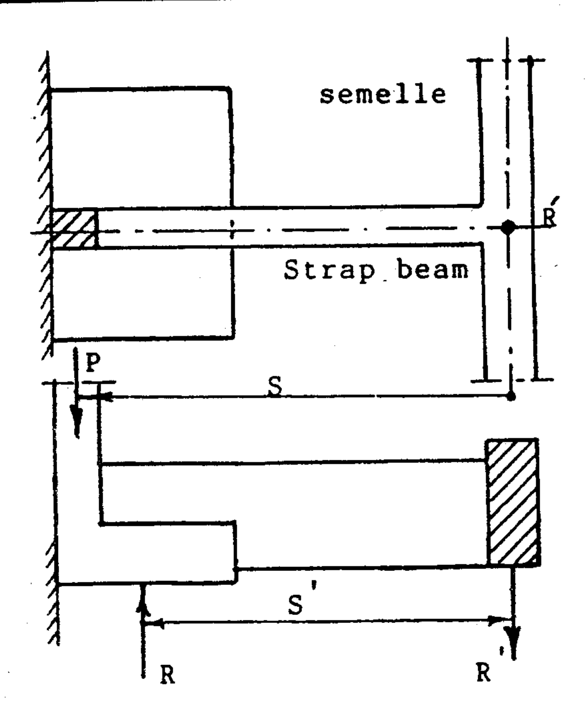
١٠-٥-٣ حالات خاصة وملاحظات هامة للقواعد ذات الشداد:

١- فــى بعــض الحالات تكون القاعدة الداخلية بعيدة نسبياً عن القاعدة الداخلية مع وجــود ســمل داخلى مستعرض بين القاعدتين ففى هذه الحالة يمكن ربط الشداد وتنفــيذه بين القاعدة الخارجية والسمل الداخلى وفى هذه الحالة يجب التأكد من ضــرورة تصميم هذا السمل الداخلى بتعريضه إلى رد فعل من الشداد عليه لأعلى قدره ($R`$) وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢٤) حيث من الاتزان:

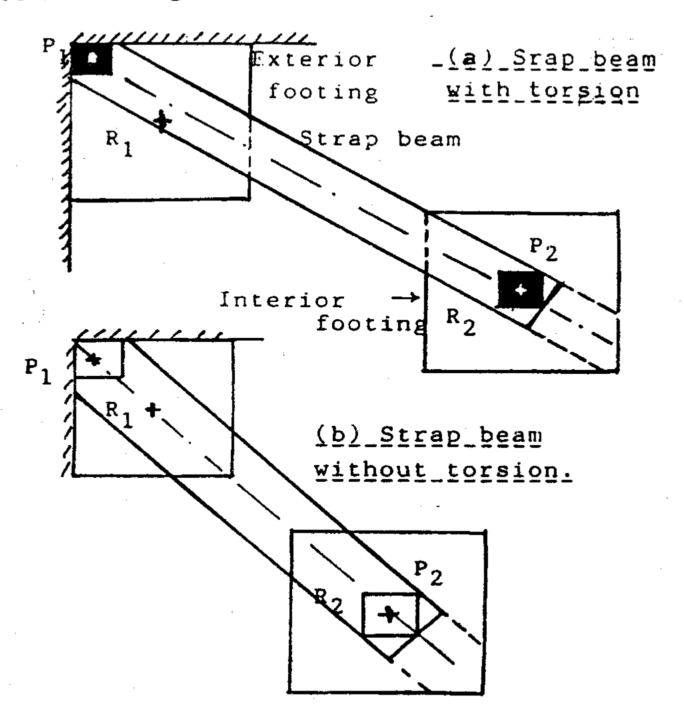
$$P_1 (S - S`) = R` . S`$$

$$\text{i.e.} \quad R` = \frac{P_1 (S - S`)}{S`}$$

٢- فــى حالــة وجود قاعدة ركن خارجية للجيران يتم ربط هذه القاعدة قطرياً بشداد مــائل قطرى وذلك مع عمود داخلى لأقرب قاعدة مجاورة مع مراعاة أن ينطبق محور الشداد مع المحور المار بالعمودين شكل (١٠-٢٥).

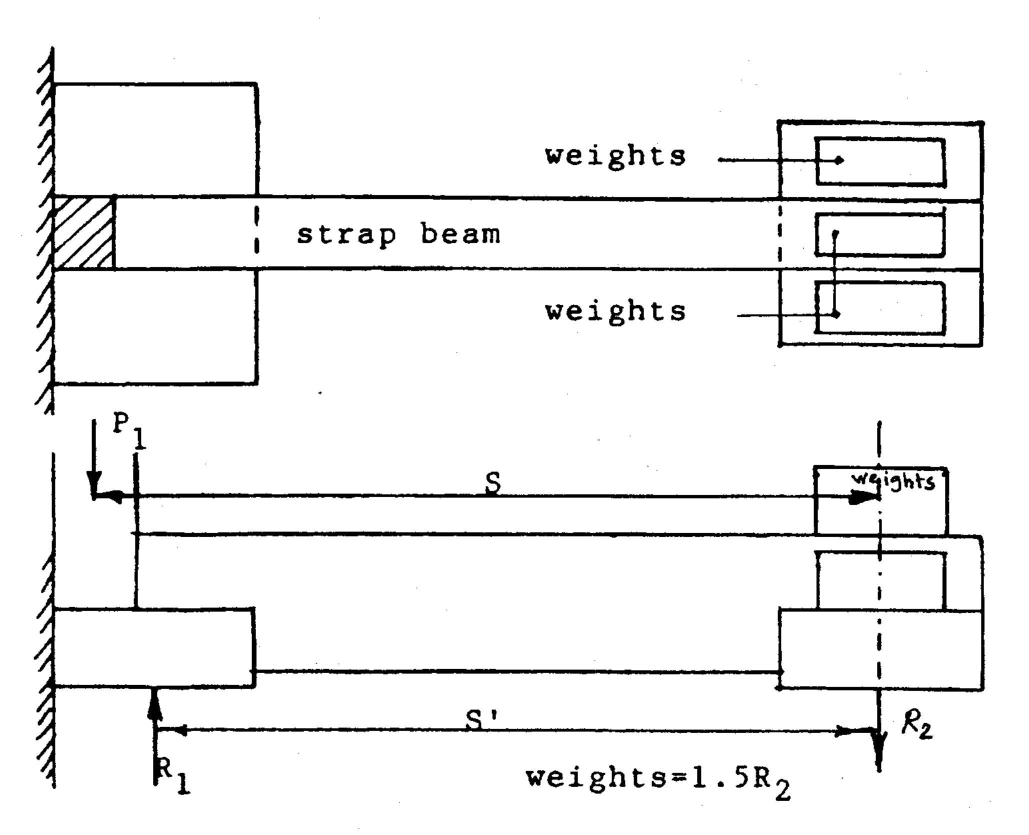


شكل (١٠-٢٤) كيفية تحميل ونقل رد الفعل من الشداد إلى السمل المجاور له العرضى



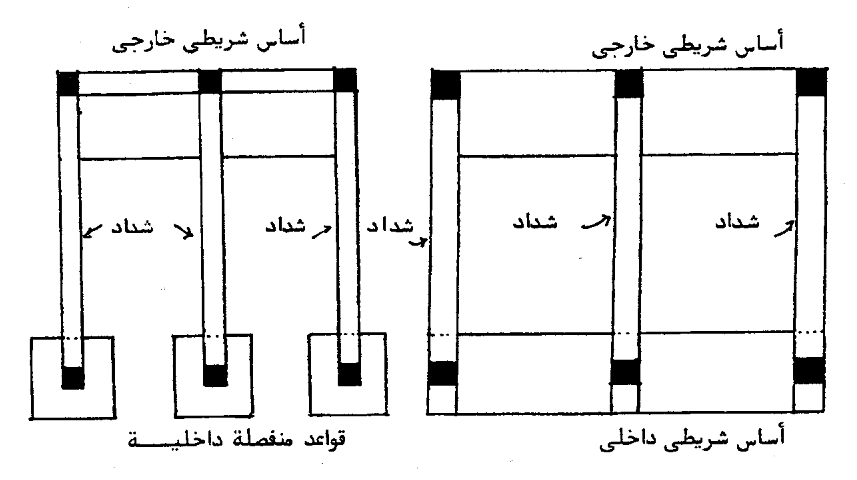
شكل (١٠-٢٥) ربط قاعدة الجار الركنية بشداد قطرى مائل

٣- فـــى بعــض الحالات يتعذر وجود قاعدة داخلية أو سملات قريبة من قاعدة الجار الخارجـــية ففـــى هـــذه الحالة يتم عمل قاعدة فى نهاية الشداد وزنها يزيد مرة ونصـــف عن قيمة رد فعل الشداد على هذه القاعدة وذلك بمعامل أمان قدره ١,٥ مـــرة أو يتم تنفيذ قاعدة صغيرة يوضع عليها بلوكات خرسانية ذات وزن تعادل المطلـــوب كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٦) حيث الأوزان تعادل [$1.5 \quad R_2$ (t)] ، $R_2 = \frac{P_1 (S - S`)}{S`}$.



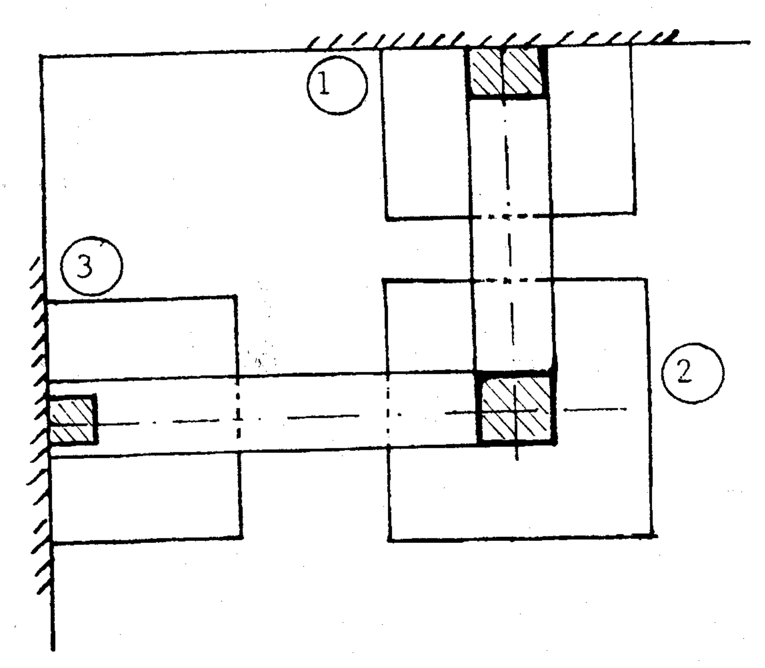
شكل (١٠-٢٦) ربط قاعدة كابولية بدون عمود داخلى

٤- فـــى بعـــض الحـــالات يتم ربط قواعد الجار الشريطية بقواعد داخلية منفصلة أو شريطية أيضاً وكما هو موضح بالشكل (١٠-٢٧).



شكل (١٠-٢٧) ربط قواعد الجار الشريطية بالقواعد الداخلية الشريطية أو المنفصلة وذلك بشدادات

هــذا وتجــدر الإشـــارة إلى أنه فى جميع الحالات السابقة يجب ضرورة العناية الخاصـــة عند التنفيذ وذلك بربط الشداد بالقواعد والأعمدة كما وأنه يمكن ربط القواعد الخارجية بشدادين مائلين أو ربط قاعدتين خارجتين بقاعدة واحدة داخلية كما هو مبين بالشكل (١٠-٢٨).



شكل (١٠-٢٨) ربط قاعدتين خارجيتين بقاعدة واحدة داخلية

١٠-٥-٤ مثال محلول:

المطلـــوب تصميم قاعدة كابولية ذات شداد لتقاوم الحمل الناتج من عمود خارجى أبعـــاده ٤٠ × ٤٠ ســـم ويحمل حملاً مركزياً قدره ٨٠ طن وآخر عمود داخلى (٤٠ × ٦٠ ســـم) ويحمـــل حمـــلاً مركزياً قدره ١٤٥ طن وأن المسافة بين محورى ومركزى العمودين هى ٥,٠٠ م وذلك فى الحالات التالية :

أ) الشداد لا يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية (أى حتى نهاية الوجه الخارجى للعمود الداخلى فقط).

ب) الشداد يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

فـــإذا عُلـــم أن الإجهـــاد الصـــافى المسموح به للتربة هو ١,٦ كجم/سم٢ وأن الخرسانة هى رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٢٤/٣٥.

الحل:

الحالة الأولى:

الشداد حتى نهاية الوجه الخارجى للعمود الداخلى فقط (لا يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية).

- يتم فرض طول القاعدة الخارجية الجار $L_1 = 2$ ms

بالإشارة إلى الشكل (١٠-٢١) السابق فإن:

$$e = \frac{L_1}{2} - a_1 / 2 = \frac{2}{2} - \frac{0.4}{2} = 0.8 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad S` = S - e = 5.0 - 0.8 = 4.2 \text{ ms}$$

- يـــتم حســـاب رد فعل التربة على القاعدة الخارجية (R_1) وعلى القاعدة الداخلية (R_2).

$$R_1 = P_1 \,.\, S / S` = \frac{80 \times 5.0}{4.2} = 95.24 \text{ (t)}$$

$$، \quad R_2 = (P_1 + P_2) - R_1 = (80 + 145) - 95\text{-}24 = 129.76 \text{ (t)}$$

- يتم حساب مساحة القاعدة الخارجية (١) وأبعادها.

$$A_1 = \frac{R_1}{f_{n\,all}} = \frac{95.24}{16} = 5.95 \text{ m}^2 \quad ، \quad \because \quad L_1 = 2.0 \text{ m (assumed)}$$

$\therefore \quad B_1 = \frac{5.95}{2} = 2.975 \quad \rightarrow \quad 3.0 \text{ ms}$

- يتم مساحة القاعدة الداخلية (2) وأبعادها على فرض أنها مربعة الشكل.

$$A_2 = \frac{R_2}{f_{n\,all}} = \frac{129.76}{16} = 8.11 \text{ m}^2$$

$\therefore \quad B_2 = \sqrt{A_2} = \sqrt{8.11} = 2.848 \quad \rightarrow \quad 2.85 \text{ ms}$

- يتم حساب أقصى إجهادات صافية حقيقية واقعة على التربة.

$$f_{n\,(1)} = \frac{R_1}{A_{(1)\,act}} = \frac{95.24}{2 \times 3} = 15.87 \text{ t/m}^2 < 16 \qquad \text{(o.k)}$$

، $$f_{n\,(2)} = \frac{R_2}{A_{(2)\,act}} = \frac{129.76}{2.85 \times 2.85} = 15.975 \text{ t/m}^2 < 16 \qquad \text{(o.k)}$$

وحيث أن $f_{n(2)} \cong f_{n(1)}$ فإنه فى هذه الحالة يكون فرض الطول (L1) وهو ٢,٠٠ متر معقولاً.

- يــتم حســاب الإجهادات الواقعة على التربة لكل متر طولى من القاعدة الداخلية والخارجية.

$f_{n(1)} = 15.87 \times B_1 = 15.87 \times 3 = 47.61 \text{ t/m`}$

، $f_{n(2)} = 15.975 \times B_2 = 15.975 \times 2.85 = 45.53 \text{ t/m`}$

أ) *تصميم الشداد:*

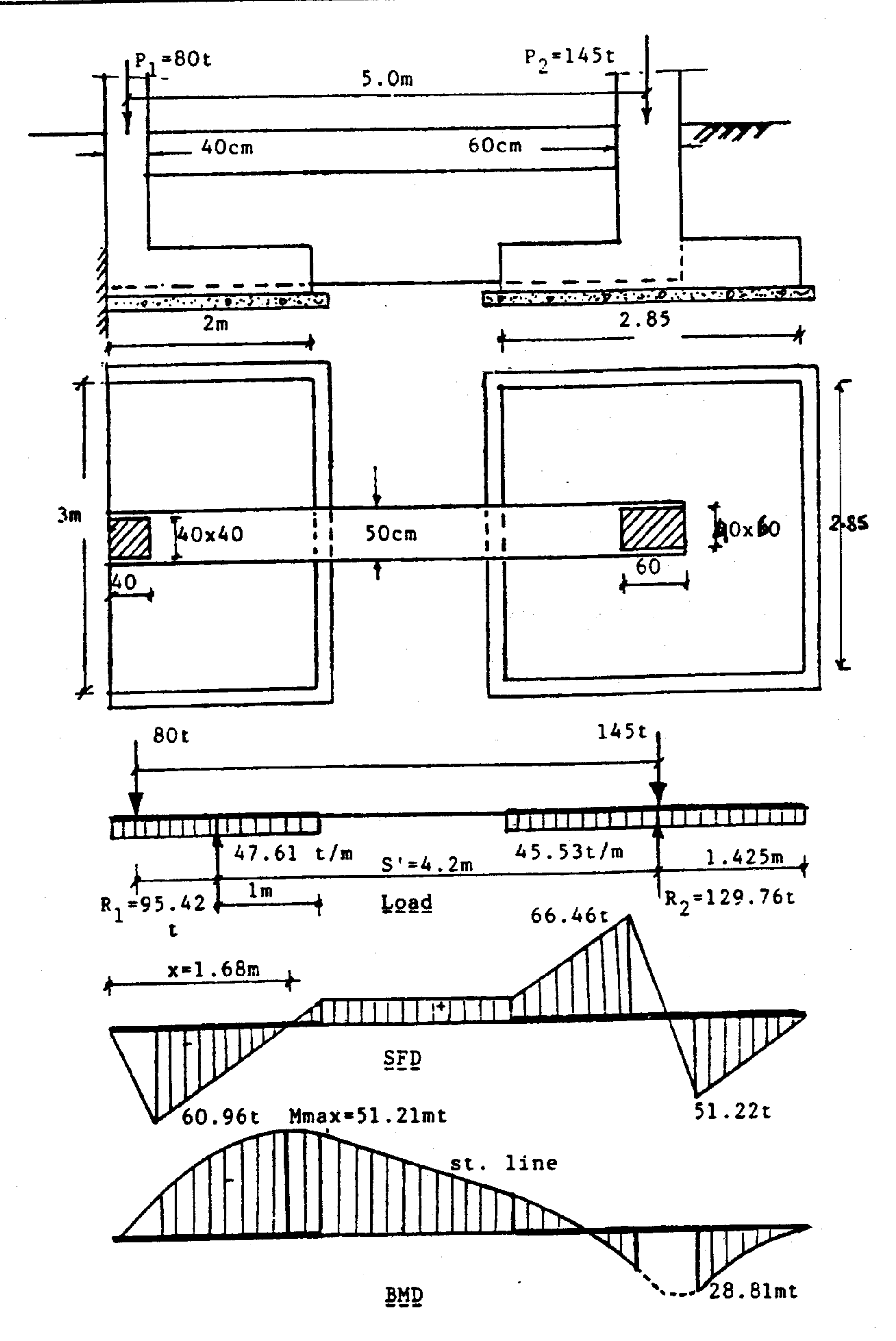
- يتم حساب ورسم منحنى توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على طول الشداد الواصل بين القاعدتين وكما هو مبين بالشكل (١٠-٢٩).
- يــتم إيجاد أقصى عزم انحناء سالب (علوى) وذلك عند القطاع الذى عنده القوة القاصة تساوى صفراً M_{max} at $Q = 0$ i.e. أى عند المسافة (x) من حافة القاعدة الخارجية.

i.e. $\quad f_{n(1)} \cdot x - P_1 = 0$

$\therefore \quad 47.61 \cdot x - 80 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 1.68 \text{ ms}$

$$\therefore \quad M_{max} = P_1\left(x - \frac{a_1}{2}\right) - f_{n(1)} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$= 80\,(1.68 - 0.2) - 47.61 \cdot \frac{(1.68)^2}{2} = 51.21 \text{ m.t}$$



شكل (١٠-٢٩) القوى الخارجية والداخلية المؤثرة على القاعدة الكابولية فى المثال السابق

- يـــتم تصـــميم الشداد باعتباره كمرة على شكل مستطيل معرض إلى عزم انحناء وقوى قاصة.

$\because \quad M_{max} = 51.21 \ \text{m.t}$

وبفرض عرض الشداد أكبر من أقل عرض للأعمدة

i.e. $\quad b = 50 \ \text{cm}$

$$\therefore \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{51.21 \times 10^5}{50}} = 100.17 \ \text{cm}$$

take $\ t = 110 \ \text{cm} \longrightarrow d_{act} = 103 \ \text{cm}$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \, d_{act}} = \frac{51.21 \times 10^5}{1217 \times 103} = 40.85 \ \text{cm}^2$$ حديد علوى $(11 \phi 22)$

take $\ A_s` = 0.25 A_s = 4 \phi 16 \ \text{cm}^2$

- يـــتم الـــتحقق من قوى الشد القطرى وذلك باختيار كانات قطر ٨ مم ذات فرعين حيث أن العرض ٥٠ سم مع رسم منحنيات الشد القطرى (D.T.D) وبالـــتالى يمكـــن حساب مساحة الحديد المطلوب للتكسيح وليكن $(4 \phi 22)$ وهو حديد فى صفين.

ب) *تصميم القاعدة الخارجية:*

يتم تصميم القاعدة الخارجية كما لو كانت قاعدة شريطية.

- بروز الخرسانة من وجه الشداد فى الاتجاه العرضى.

$$C = \frac{B_1 - b_{strap}}{2}$$
$$= \frac{3.0 - 0.5}{2} = 1.25 \ \text{ms}$$

- أقصى عزم انحناء على وجه الشداد

$$M_{max} = f_{n(1)} \times \frac{c^2}{2} \times 1.0$$
$$= 15.87 \times 1.0 \times \frac{(1.25)^2}{2} = 12.4 \ \text{m.t/m`}$$

- عمق القاعدة لمقاومة عزم الانحناء

$$d_m = 0.313 \sqrt{\frac{12.4 \times 10^5}{100}} = 34.85 \ \text{cm}$$

- عمق القاعدة لمقاومة القوى القاصة

$$d_{sh}=\frac{Q_{sh}}{b\,q_{sh\,all}}=\frac{f_{n1}\,(c-d_{sh})}{b\,q_{sh\,all}}=\frac{15.87\,(1.25-d_{sh})}{100\times 70}$$

$\therefore$ $d_{sh}=0.23$ ms $< d_m$

take $d_{act}=38$ cm $\longrightarrow$ $t=45$ cm

- مساحة الحديد

$$\therefore \quad A_s=\frac{M_{max}}{k_2\,d_{act}}=\frac{12.4\times 10^5}{1237\times 38}=26.81\ \text{cm}^2/\text{m}`$$

$A_{s\,min}=0.0025\times 100\times 38=9.5\ \text{cm}^2/\text{m}`$

take $A_s=26.81\ \text{cm}^2$ $\longrightarrow$ <u>$10\,\phi\,19$</u> /m\`

، $A_s`=0.2\,A_s=0.2\times 26.81=5.362\ \text{cm}^2/\text{m}`$ or $A_{s\,min}=6\,\phi\,13$ mm

- التحقق من إجهاد التماسك (على وجه الشداد)

$Q_{max\,b}=f_{n(1)}\times 1.0\times c$

$=15.87\times 1.0\times 1.25=19.625$ t/m\`

$$\therefore \quad q_b=\frac{Q_{max\,b}}{0.87\,\Sigma o\,.\,d}=\frac{19.625\times 10^3}{0.87\times 3.14\times 1.9\times 10\times 38}=9.95\ \text{kg/cm}^2$$

$< q_{b\,all}$ (o.k)

جـ) <u>تصميم القاعدة الداخلية المربعة:</u>

- يتم تصميم القاعدة الداخلية كما لو كانت قاعدة منفصلة
- بروز الخرسانة وجه العمود

$$c=\frac{B_2-b_{col}}{2}=\frac{2.85-0.4}{2}=1.225\ \text{ms}$$

- أقصى عزم انحناء

$$M_{max}=f_{n(2)}\cdot\frac{c^2}{2}\times 1.0$$

$$=15.975\times 1.0\times\frac{(1.225)^2}{2}=11.98\ \text{m.t/m}`$$

- عمق القاعدة لمقاومة عزم الانحناء

$$d_m=0.313\sqrt{\frac{11.98\times 10^5}{100}}=34.3\ \text{cm}$$

- عمق القاعدة لمقاومة القوى القاصة

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{f_{n(2)}\,(c \cdot d_{sh})}{b\,q_{s\,all}}$$

$$d_{sh} = \frac{15.975\,(1.22 - d_{sh})}{100 \times 70}$$

$$\therefore \quad 19.575 = 85.975\, d_{sh} \longrightarrow d_{sh} = 22.8 \text{ cm}$$

- عمق القاعدة لمقاومة القص الثاقب (على وجه الشداد)

$$Q_{max\,p} = P_2 - f_{n(2)} \times A_{b(2)}$$

$$= 145 - 15.975 \times 1.725 \times 0.5 = 131.221 \;\; (t)$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_p}{\Sigma\square \,.\, q_{p\,all}} = \frac{131.221 \times 10^3}{(50 + 2 \times 172.5) \times 10} = 33.22 \text{ cm}$$

- يتم أخذ العمق الحقيقى الأكبر فى الحالات السابقة

$$\therefore \quad d_{act} = 34.3 \longrightarrow \text{take} \quad 38 \text{ cm} \longrightarrow t = 45 \text{ cm}$$

وهو نفس سمك القاعدة الخارجية

- مساحة حديد التسليح

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{11.98 \times 10^5}{1237 \times 38} = 25.49 \text{ cm}^2 / \text{m` width}$$

أى فى العرض ٢,٨٥ م يتم أخذ مساحة الحديد الكلى ما يعادل ٢٥,٤٩ × ٢,٨٥ = ٧٢,٦٣ سم٢ أى ٣٦ ϕ ١٦ مم على كامل العرض فى الاتجاهين

- التحقق من إجهاد التماسك

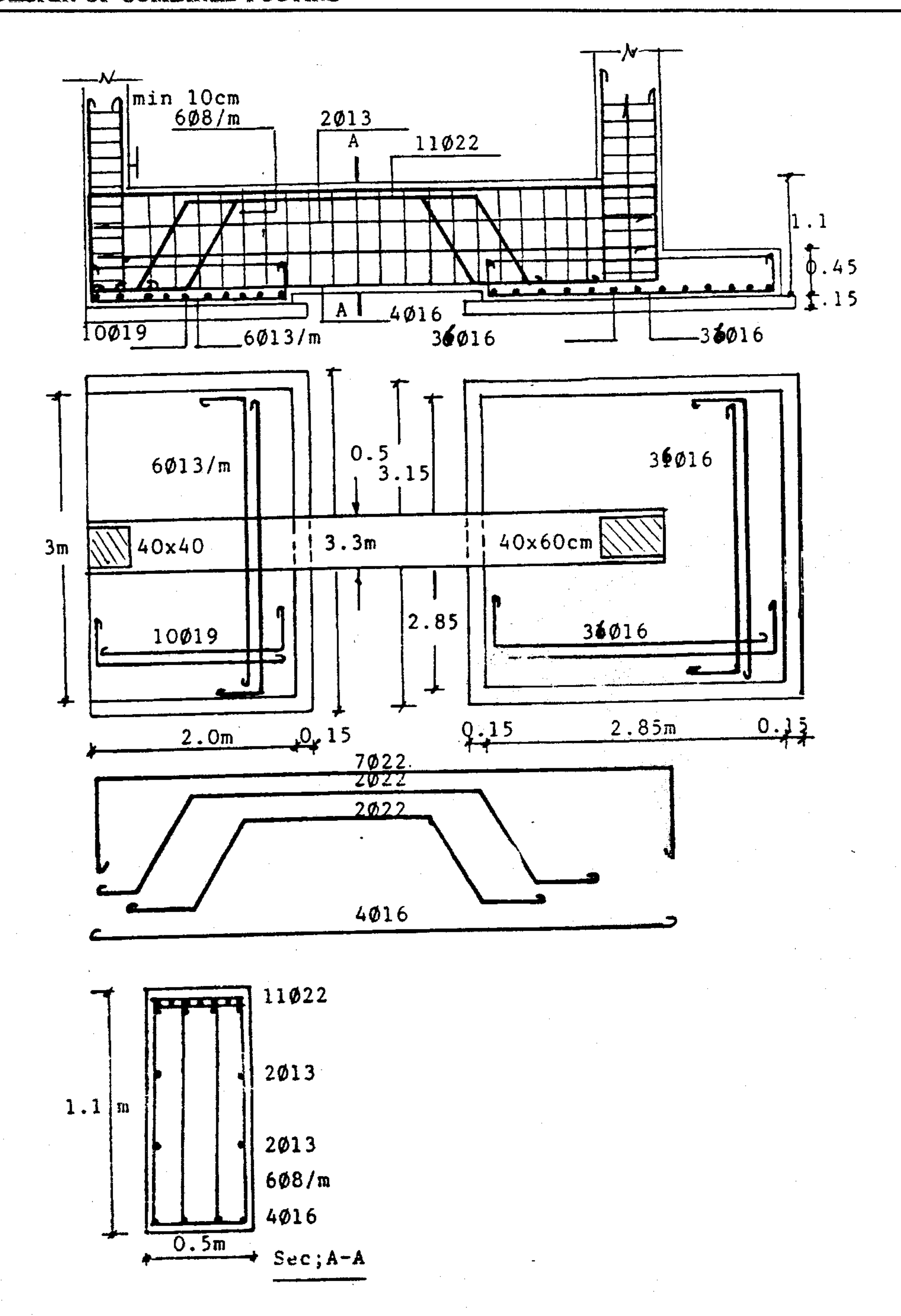
$$Q_{max\,b} = f_{n(2)} \,.\, 1.0 \times C$$

$$= 15.975 \times 1.0 \times 1.225 = 19.57 \;\; \text{t/m`}$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{Q_{max\,b}}{0.87\,\Sigma o \,.\, d} = \frac{19.57 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 1.6 \times 36 \times 38} = 3.27 \;\; \text{kg/cm}^2$$

$$< q_{b\,all} \;\; (o.k)$$

- ويبين الشكل (١٠-٣٠) كروكى لتفاصيل وتوزيع حديد التسليح للقاعدة الكابولية فى الحالة الأولى مع وضع خرسانة عادية بسمك ١٥ سم غير شغالة أسفل القواعد.



شكل (١٠-٣٠) أبعاد وتفاصيل تسليح القاعدة الكابولية فى الحالة الأولى للمثال السابق

الحالة الثانية:

الشداد يمتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

- تتبع نفس الخطوات السابقة فى الحالة الأولى فيما عدا الآتى :

فيما يختص الشداد (Strap beam):

بالإضافة إلى الحديد العلوى يوجد حديد سفلى لمقاومة عزم الانحناء الموجب (M = 28.81 m.t) لنفس عمق الشداد d = 103 cm

$$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \therefore \quad 103 = k_1 \sqrt{\frac{28.81 \times 10^5}{50}} \longrightarrow k_1 = 0.43$$

$$\longrightarrow k_2 = 1254$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{28.81 \times 10^5}{1254 \times 103} = 22.31 \ cm^2 \quad (4\phi 22 + 4\phi 16)$$

فيما يختص القاعدة الداخلية:

يتم تصميمها على أساس قاعدة شريطية

$$C = \frac{(B - b_{strap})}{2} = \frac{(2.85 - 0.5)}{2} = 1.175 \, ms`$$

عزم الانحناء الأقصى على وجه الشداد

$$M_{max} = f_{n(2)} \times \frac{c^2}{2} \times 1.0 = 15.975 \times \frac{(1.175)^2}{2} = 11.03 \ m.t/m`$$

- عمق القاعدة المناظر لعزم الانحناء

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{11.03 \times 10^5}{100}} = 32.87 \ cm$$

- عمق القاعدة المناظر لأقصى قوى قاصة (على بُعد d من وجه الشداد)

$$d_{sh} = \frac{f_{n(2)} \times (c - d_{sh}) \times 1.0}{b \times q_{s \cdot all}} = \frac{15.975\,(1.175 - d_{sh})}{1.0 \times 70}$$

$$\therefore \quad d_{sh} = 0.21 \ ms$$

- يؤخذ العمق الأكبر من (d_m) ، (d_{sh}) وبفرض t = 45 cm إذن $d_{act} = 38$ cm.

- حديد التسليح

$$A_s = \frac{M}{k_2\, d_{act}} = \frac{11.03 \times 10^5}{1217 \times 38} = 23.85 \ \text{cm}^2/\text{m`}$$

$\longrightarrow 9\ \phi\ 19\ /\text{m`}$

- التحقق من إجهاد التماسك (على وجه الشداد)

$$Q_{max\,b} = f_{n(2)} \times c \times 1.0 = 15.975 \times 1.175 \times 1.0 = 18.77 \ \text{(t)}$$

$$\therefore \quad q_b = \frac{18.77 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 9 \times 1.9 \times 38} = 10.57 \ \text{kg/cm}^2 > 10\,\text{kg/cm}^2 \ \ (q_{all\,b})$$

take $12\ \phi\ 16$

$$\therefore \quad q_b = \frac{18.77 \times 10^3}{0.87 \times 3.14 \times 12 \times 1.6 \times 38} = 9.42 \ \text{kg/cm}^2 < 10\,\text{kg/cm}^2$$

- التحقق من طول الرباط

$$d_d = \frac{A_s\, f_s}{o \cdot q_{b\,all}} = \frac{2.83 \times 1400}{3.14 \times 1.9 \times 10} = 66.4\,\text{cm} < \ (\text{c - cover})$$

يتم أخذ حديد فى الاتجاه الطولى يعادل ($A_{s\,min}$)

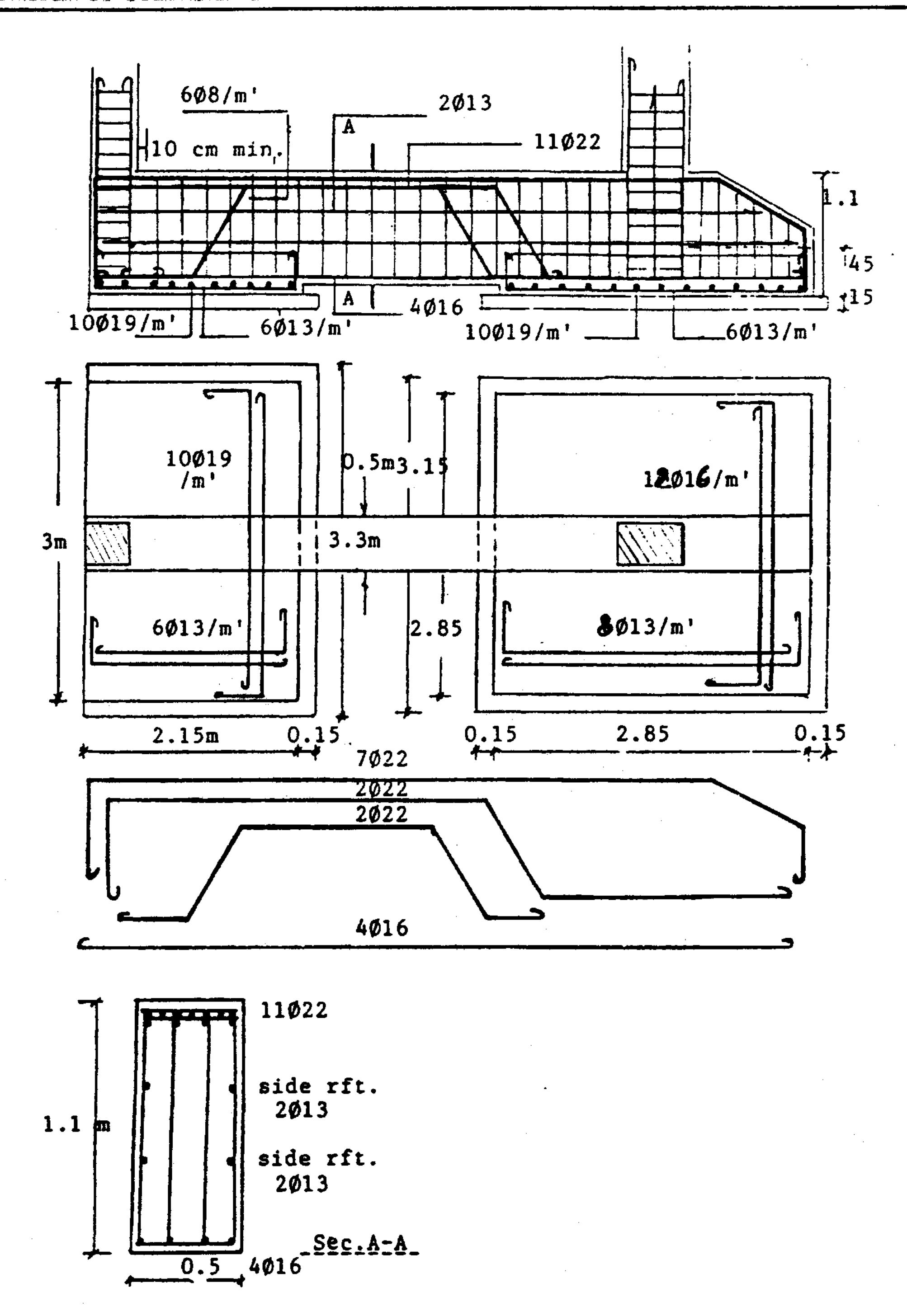
$$A_{s\,min} = 0.0025 \times 100 \times 38 = 9.5 \ \text{cm}^2/\text{m`} \quad \longrightarrow 8\ \phi\ 13\ /\text{m`}$$

- يبين الشكل (١٠-٣١) تفاصيل حديد التسليح للحالة الثانية وهى عندما يكون الشداد ممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية.

١٠-٦ السملات والميدات الرابطة بين القواعد:

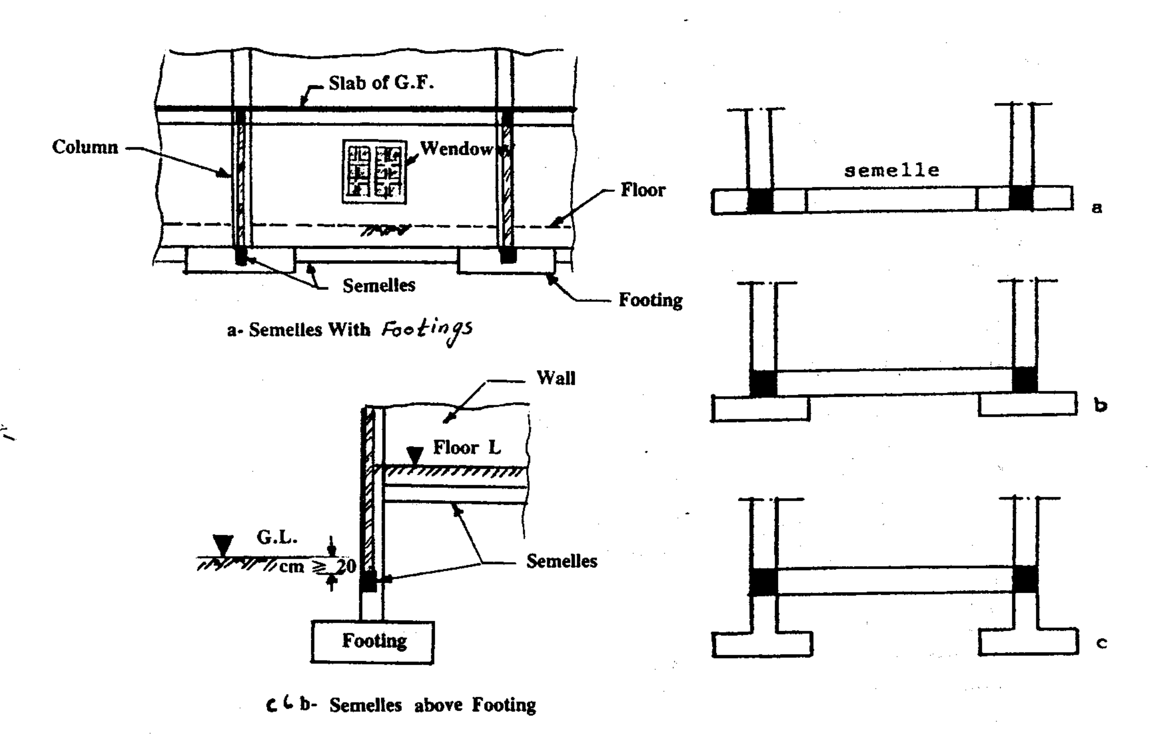
10-6 Semelles and Tie - beams:

- السملات هى عبارة عن كمرات غالباً ما تمتد أسفل حوائط الدور الأرضى لنقل أحمال هذه الحوائط إلى الأعمدة أو القواعد وذلك لأنه لا يجوز بناء هذه الحوائط علــى سطح التربة مباشرة تجنباً لهبوطها أو تصدعها أو تشريخها أو على الأقل منعاً لانفصال هذه الحوائط عن الأعمدة والكمرات التى تعلو هذه السملات.



شكل (١٠-٣١) تفاصيل حديد التسليح للقاعدة الكابولية ذات الشداد الممتد إلى نهاية القاعدة الداخلية

• تــنفذ الســملات عادة إما فى منسوب القواعد المسلحة أو فوق منسوب ظهرها مباشــرة أو فوق رقاب الأعمدة بالقرب من سطح الأرض وبصفة عامة عادة ما تكون السملات على عمق لا يقل عن ٢٠ سم أسفل منسوب سطح الأرض وتكون بعــرض أكــبر من عرض الحائط الذى تحمله بحوالى ٣ سم على الأقل - شكل (١٠-٣٢).



شكل (١٠-٣٢) أماكن ومواضع السملات

• تصمم السملات كالكمرات العادية المسلحة وذلك باعتبارها كمرات بسيطة الارتكاز أو مستمرة الارتكاز وغالباً ما يتم تصميمها ككمرات بسيطة مع تسليحها ككمرات مســتمرة تسلح بحديد علوى مساوى للحديد السفلى (المحسوب) أو نصفه على الأقل.

• الأحمال الواقعة على السملات (كمرات عادية بسيطة) هى أحمال كل من الحوائط فوقها أو الأتربة فوقها إن وجدت + وزنها. وتحسب أحمال الحوائط كما يلى :

- ***إذا كان بالحوائط فتحات أبواب وشبابيك:***

يــتم إهمـــال هذه الفتحات وتحسب الأحمال كاملة مع اعتبار وزن الشباك كوزن الجزء من الحائط الذى يشغله وكثافة الحمل على السمل تكون منتظمة فى تلــك الحالـــة وتساوى ارتفاع الحائط مضروباً فى وزن المتر المربع من الحائط الطوب شاملاً البياض بالإضافة إلى وزن السمل نفسه.

- ***إذا كان الحائط مصمتاً (ليس به أبواب أو شبابيك):***

فـــى هــذه الحالة يتم توزيع حمل الحائط المصمت إلى جزئين: الأول بفعل العقد وهذا يتم بنقل جزء من الحائط إلى الأعمدة مباشرة بالاحتكاك والجزء الآخر يــنقل إلـــى السمل مباشرة (حمل مثلثى أو شبه منحرف) عن طريق إقامة خطين يمــيلان بزاوية ٦٠° مع الأفقى من النقطة السفلى للأعمدة عند التقائها مع السمل كما هو مبين بالشكل (١٠-٣٣). ويجب فى هذه الحالة إضافة وزن السمل كحمل منتظم التوزيع. وعليه تكون السملات معرضة إلى أحمال على شكل شبه منحرف أو مثلــث والـــتى يمكـــن معاملتها بنفس طريقة الحمل المكافئ وهو حمل موزع بانتظام كما هو متبع فى تصميم الكمرات للأسقف المصمتة.

- هــذا وفـــى حالـــة تعرض السملات إلى ردم فوقها (بدون حوائط) كما هو مبين بالشـــكل (١٠-٣٤) فـــإن هذه السملات تكون معرضة إلى وزن الدم المنقول من المنشور المكون بين السطح العلوى للسمل وسطح الأرضية تميل جوانبه (٢ :١) ويضـــاف كحمـــل منتظم التوزيع إلى الأحمال المنقولة للسمل بجانب وزن السمل نفسه.

- يجب مراعاة القيم والحدود الدنيا التالية عند تصميم السملات :

١- يجـــب ألا يقـــل عرض السمل (b) عن عرض الحائط الذى تحمله مضـــافاً إلـــيه ٣ سم على ألا يقل العرض فى نهاية الأمر عن ١٥ سم.

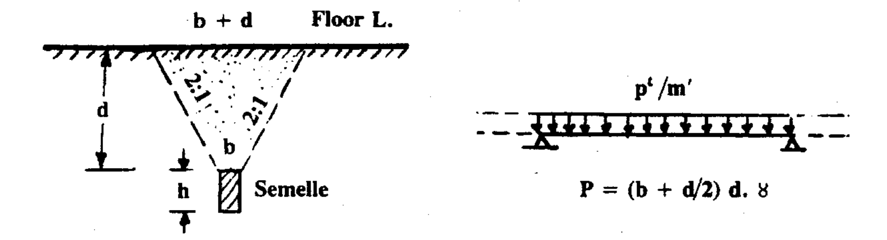
٢- يجـــب ألا يقل عمق القطاع عن ١/٨ البحر الصافى للسمل (clear span) وذلـــك لـــزيادة جســـاءة الســـمل نظراً لوجود أحمال غير محسوبة معرض لها السمل مثل دوران وهبوط القواعد.

٣- يجب وضع حديد تسليح للضغط علوى ($A_s`$) بقيمة لا تقل عن نصف الحديد السفلى الرئيسى للسمل وذلك للتغلب على دوران وهبوط القواعد.

Ist Floor
Column
Colum
60°
60°
Semelle
S
Footing
Footing
Arching Effect
W S' $\sqrt{3}/2$
S
Wall Load on Semell
(W = Wall Weight / m²)

60°
60°
min 20cm
b
60°
60°

شكل (١٠-٣٣) الأحمال الواقعة على السملات من الحوائط المصمتة فوقها



شكل (١٠-٣٤) حمل الردم على السملات

- ومما هو جدير بالذكر أنه عند تنفيذ السملات يراعى عدم صبها مباشرة على الأتربة لمنع تقويتها تحت تأثير وزنها قبل تصلب وشك الخرسانة، ويمكن عمل فرشة من الخرسانة العادية بسمك حوالى ١٠ سم وعرض يزيد عن عرض

السـمل بحوالى ٥ سم لمنع هذا التقوس بالإضافة إلى تسهيل رص حديد التسليح وصب الخرسانة فى الشدة.

- يجب أن تكون مكونات الخرسانة للسملات من نفس نوع وجودة خرسانة القواعد المسـلحة لذلـك تسـرى علـيها قيم الإجهادات المخفضة للخرسانة عند اختيار وتصميم السمل.
- هذا ويجب التنويه إلى أن هناك فرق بين السملات الحاملة لحوائط الدور الأرضى والشـدادات (المـيدات) الـرابطة بين القواعد المنفصلة حيث الأخيرة تكون ذات جسـاءة عالـية وتسليح علوى ومثله سفلى وتنفذ فى منسوب القواعد المنفصلة فـى الاتجاهيـن العرضـى والطولـى للمبنى حيث أنها تستخدم بغرض مقاومة الإجهـادات الـناتجة عـن تحركات وهبوط ودوران هذه القواعد المتفاوت، هذا ويمكـن الاسـتفادة بهذه الميدات بجانب مقاومتها للهبوط والدوران المتفاوت فى حمل حوائط الدور الأرضى إذا كانت هذه الميدات قريبة من سطح الأرض.

الفصل الحادى عشر
تصميم أساسات اللبشة أو الحصيرة
DESIGN OF RAFT OR MAT FOUNDATION

١١-١ مقدمة:

★ تعتبر اللبشة نوع من أنواع الأساسات السطحية وهى عبارة عن سقف خرسانى مسلح مقلوب يرتكز عليه عدد من الأعمدة لجزء من المنشأ أو المنشأ كله. وهذا السقف عبارة عن بلاطة لا كمرية (بدون كمرات) أو بلاطة بكمرات عادة ما تستخدم للتأسيس لعدد من الأعمدة فى اتجاهين مختلفين (أكثر من عمودين). وترتكز أساسات اللبشة إما مباشرة على التربة أو الصخر أو على خوازيق ذات تقسيط متساوى فى الاتجاهين.

★ تستخدم أساسات اللبشة فى الحالات التالية :

١- حيثما تكون قدرة تحمل التربة (جهد التربة الصافى المسموح به أو الكلى عند منسوب التأسيس) صغيرة أو الأحمال الواقعة على الأعمدة كبيرة نسبياً بالقدر الذى يجعل الأساسات السطحية الأخرى (المنفصلة أو المشتركة) - إذا استخدمت - تغطى أكثر من ٥٠% من مساحة موقع المبنى حيث فى هذه الحالة الأخيرة تكون أساسات اللبشة أكثر اقتصاداً وأفضل هندسياً.

٢- فى حالة المنشآت ذات الحساسية العالية للهبوط المتفاوت أو المتباين.

٣- فى الحالات التى تتطلب وتحتاج فيها بعض المنشآت ذات الكتلة الواحدة إلى أساس لبشة نظراً لتكوينها الهندسى مثل صوامع الغلال والأسمنت (soils) أو المداخن والمآذن والخزانات الأرضية والماكينات الكبيرة .... الخ.

٤- للمنشآت التى يتواجد فيها بدرومات منسوبها أسفل من منسوب المياه الجوفية مما يستلزم الأمر استخدام أساس اللبشة الذى يجعل البدروم ذو مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية داخله.

٥- فى حالة التربة الغير متجانسة والمتباينة الخواص على مساحة موقع المبنى مثل احتوائها على جيوب لينة وأخرى صلبة مما يخشى معه حدوث هبوط نسبى أسفل القواعد المنفصلة إذا استخدمت.

٦- فى حالة التربة اللينة القابلة للإنضغاط حيث فى هذه الحالة يمكن الاستفادة إلى أقصى درجة من الأساس اللبشة باستخدام ما يسمى باللبشة الطافية (Floating raft) حيث نظرية استخدام هذا النوع من الأساس تتلخص فى قطع وإزالة جزء من التربة ذا وزن يكافئ وزن المنشأ (أو جزء من المنشأ) بحيث يقل الهبوط الناتج إلى الدرجة والحدود المقبولة والمسموح بها، هذا ولا يختلف تصميم اللبشة الطافية عن تصميم اللبشة العادية وإن زاد عن ذلك تصميم الحوائط الخارجية للأدوار السفلية لتحمل ضغط التربة الجانبى وكثير ما تكون اللبشة معرضة أيضاً إلى ضغط هيدروستاتيكى إذا ما كان منسوب المياه جوفياً قريباً من سطح الأرض.

١١-٣ أنواع أساسات اللبشة:

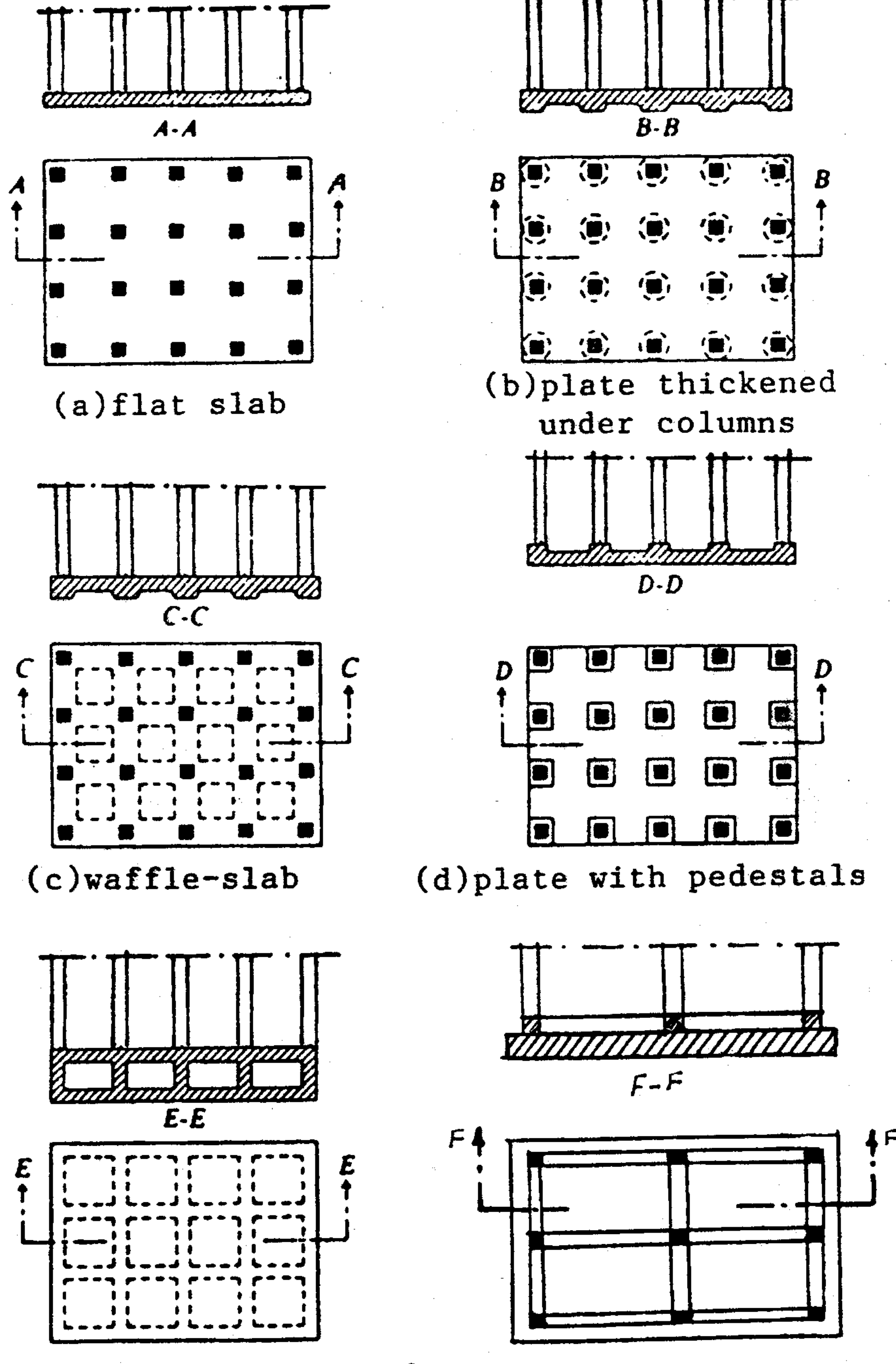
تستخدم عدة أنواع من أساسات اللبشة نوجزها فى الآتى : شكل (١١-١).

١- اللبشة أو البلاطة المسطحة *(Flat Plate Raft)*:

وهى أبسط أنواع اللبش وهى عبارة عن بلاطة خرسانية منتظمة السمك والسطح بدون كمرات (لا كمرية)، ويعتبر هذا النوع أكثر الأنواع شيوعاً وإستخداماً حيث أنه يكون مناسباً عندما تكون الأعمدة ذات تقسيط متقارب وفى صفوف منتظمة أو شبه منتظمة ومستقيمة إلى حد ما. ويتراوح سمك هذه اللبشة ما بين ٦٠ سم، ٢٠٠ سم.

٢- اللبشة المسطحة المقواة *(Flat Raft Thickened Under Columns)*:

وهذا النوع هو عبارة عن بلاطة مسطحة كلاسيكية تم زيادة سمكها أسفل الأعمدة ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة القص الثاقب وعزم الانحناء السالب الكبير نسبياً عند هذه الأعمدة. هذا وتجدر الإشارة إلى أن هذه الزيادة فى السمك يمكن أن تكون أسفل البلاطة أو أعلاها بعمل (Pedestal) عند الأعمدة كما هو موضح بالشكل (١١-١)



شكل (١١-١) أنواع الأساسات اللبشة

٣- اللبشة الكمرية (ذات كمرة) *(Beam and Slab Raft)*:

في هذه الحالة يتم تزويد اللبشة المسطحة (البلاطة) بكمرات عرضية أو طولية تتقاطع عند مواضع الأعمدة وذلك بغرض تقليل سمك البلاطة المسطحة وهذه الكمرات إما تكون أسفل البلاطة (على سطحها السفلى) أو أعلى البلاطة (على السطح العلوى) وفى هذه الحالة تكون الكمرات كأعصاب للبلاطة المسطحة (Ribbed Raft).

٤- اللبشة الصندوقية *(Box Raft)*:

يبين الشكل (١١-١) هذا النوع من أساس اللبشة والتى تسمى باللبشة الصندوقية والتى يمكن استخدامها إذا ما كانت العزوم المعرضة لها اللبشة كبيرة (نتيجة لكبر حمل الأعمدة واتساع المسافات بين الأعمدة). ويمكن عمل اللبشة فى صورة صندوقية إما بعمل بناءً خلوياً (Cellular Construction) بترك تجاويف فى اللبشة لزيادة سمك الأساس (وبالتالى مقاومتها للانحناء) بدون زيادة كبيرة فى وزن الأساس، كما يمكن عمل اللبشة فى صورة بناء صندوقى باستخدام حوائط وسقف وأرضية البدروم كمنشأ واحد متصل اتصالاً صلباً ومستمراً لتحمل قوى أعمدة المنشأ حيث تعمل الحوائط فى هذا النظام كأعصاب (webs) والبلاطات (سقف وأرضية البدروم) كشفة علوية وسفلية على الترتيب (Flanges). هذا وتجدر الإشارة إلى أن النوع الصندوقى للأساسات اللبشة غالباً ما يسلك سلوك المنشآت الصلبة (Rigid Structures) من حيث تقليل فارق الهبوط إلى أدنى حد ممكن مما يتسبب فى توزيع الأحمال إلى التربة بالتلامس (Contact pressure) بشكل مخالف للتوزيع المنتظم الغالب إستخدامه فى تصميم الأساسات.

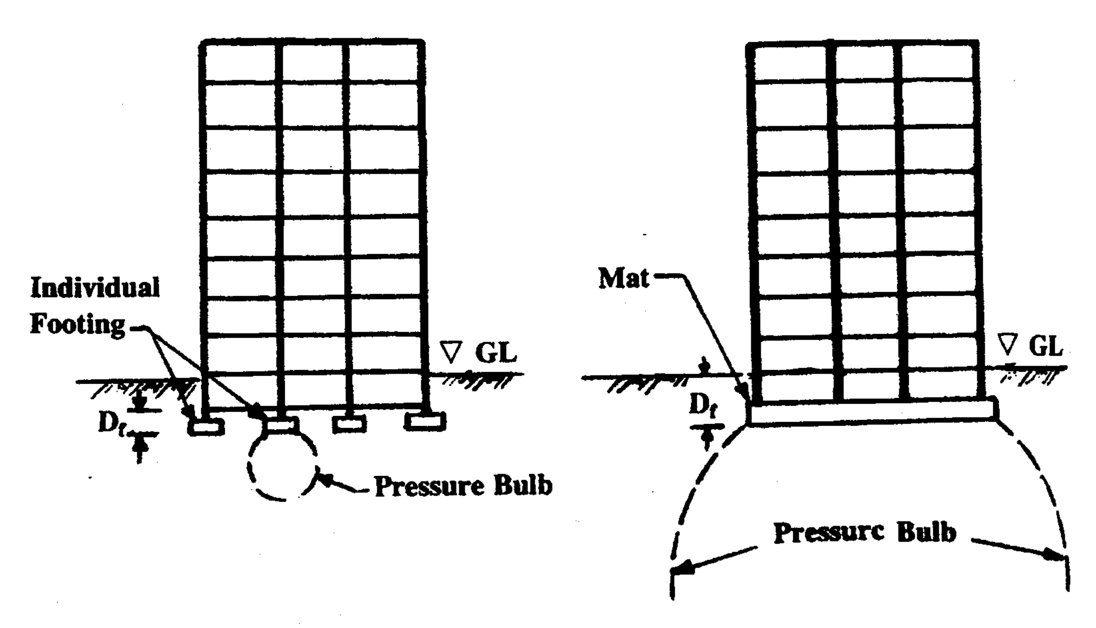
١١-٣ اتزان وهبوط اللبشة:

★ اللبشة مثلها مثل أى نوع من الأساسات يجب أن تكون آمنة وقادرة على تحمل جميع أنواع الإجهادات الواقعة عليها وذلك باستيفاء الشرطان التاليان :

i - ألا يحدث لها انهيار كلى ناتج من القص (Overall shear failure).

ii - ألا تتسبب فى حدوث هبوط كبير للمنشأ والهيكل الخرسانى (Exassive Settlement).

★ ومما هو جدير بالذكر فإن زيادة أبعاد الأساسات لمنشأ ما باستخدام أساس اللبشة غالباً ما يزيد من قدرة تحمل التربة وذلك نتيجة لزيادة الحد الثالث فى معادلة قدرة تحمل التربة بزيادة العرض (B) وهو عرض قاعدة العمود إلى عرض اللبشة الكبير نسبياً عن عرض قاعدة العمود إلا أن تلك الزيادة تتلاشى إذا ما كانت الطبقات المكونة للتربة طينية ذات زاوية احتكاك داخلى (ϕ) تساوى صفر وذلك لاختفاء هذا الحد من المعادلة الأمر الذى يمكن القول والاستنتاج بأن الزيادة فى قدرة تحمل التربة لأساس اللبشة فى التربة الرملية غالباً ما يقابلها زيادة فى هبوط الأساس اللبشة بالمقارنة بالأنواع الأخرى من الأساسات السطحية وذلك لنفاذ الإجهادات إلى عمق أكبر نظراً لكبر بصلة الإجهادات (Pressure Bulb) لكبر عرض الأساس اللبشة عن عرض الأساس المنفصل مما يتسبب عنه تعرض طبقات أسمك وأكثر عمقاً للإجهادات، وبالتالى للإنضغاط فى حالة اللبشة كما هو موضح بالشكل (١١-٢). إلا أن هذا الهبوط غالباً ما يكون أكثر انتظاماً عن ذلك المصاحب للقواعد المنفصلة المتفاوتة الأحجام والمساحات فى أكثر الأحوال.



شكل (١١-٢) الأساسات المنفصلة والأساسات اللبشة وتأثير كل منها على الهبوط الكلى

★ وممـــا هو جدير بالذكر فإن الهبوط عادة لا يرتبط بالتربة الرملية بصفة عامة حيـــث اللبشـــة المشـــيدة على تربة رملية عادة ما تكون ثابتة ولا يحدث لها مشاكل مع اتزان وهبوط التربة ولكن عند التأسيس على تربة طينية (ناعمة) فيجب ضرورة دراسة إجهـــادات القـــص فى عمق الطبقات للتأكد من اتزان الطبقات. وفى حالة تواجد طبقات غـــير آمـــنة فإن زيادة أبعاد اللبشة لن يفيد كثيراً فى تحسين الموقف وقد نلجأ فى هذه الحالـــة إلـــى استخدام نظام اللبشة الطافية أو تحسين خواص الطبقات الطينية بالتصلب (Consolidation) وذلك بتحميل الموقع لمدة زمنية كافية لتغيير نسبة الفراغات (e) إلى القيمة التى تسمح بزيادة مقدار تماسك التربة (c) إلى القيمة المطلوبة.

١١-٤ تصميم أساس اللبشة:

11-4 Design of Raft Foundation:

★ إن عملية تصميم أساس اللبشة ليس عملاً سهلاً حيث أن تصميمها بدقة بأخذ جميع اعتبارات التصميم فى الاعتبار ما زال مستمراً.

★ إن طـــرق تصميم اللبشة يمكن تصنيفها بالنسبة للفروض الموضوعة للتصميم إلى الطرق التالية (شكل ١١-٣).

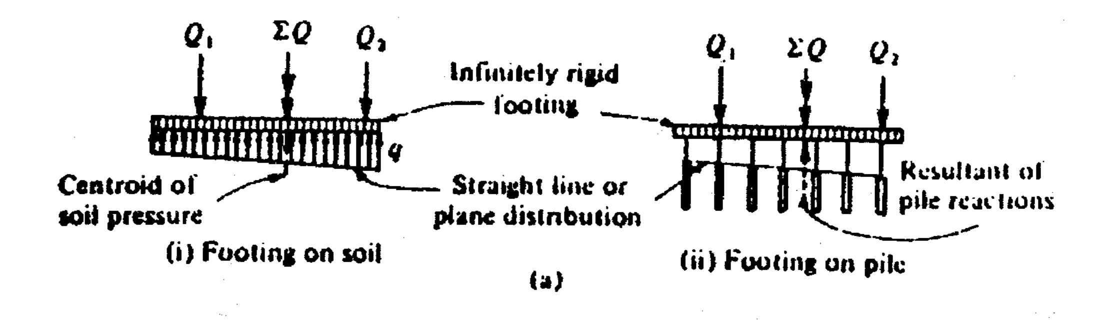
١١-٤-١ الطريقة الصلبة للتصميم:

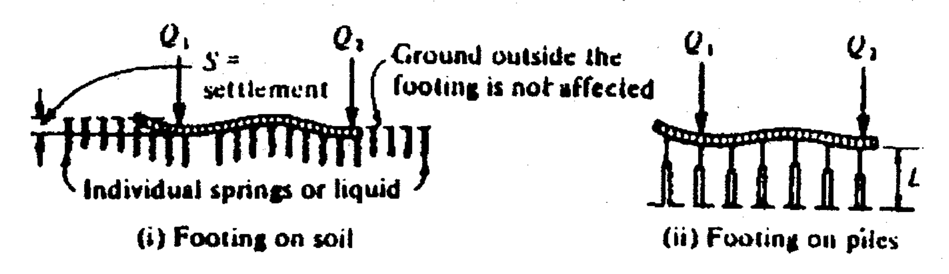
11-4-1 Rigid Method of Design:

وهـــى الطريقة التقليدية فى التصميم والتى فيها يتم التصميم بناء على الفرضين التاليين :

i - اللبشة تعتبر صلبة (Rigid) بدرجة عالية بالمقارنة بالتربة أسفلها الملامسة لها ممـــا يـــؤدى إلـــى أن توزيع الإجهادات بالتلامس (Contact Pressure) لا يتأثر بالتشكل المرن للبشة كما هو موضح بالشكل (١١-٣).

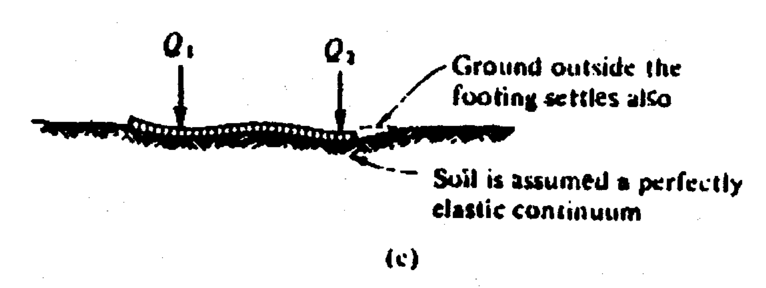
ii - إن توزيـــع ضـــغط التلامس بين التربة واللبشة هو توزيع خطى منتظم حيث أن محصـــلة الإجهـــادات الواقعة على التربة تقع على محصلة الأحمال الواقعة على الأســـاس من المنشأ وكما هو موضح بالشكل (١١-٣) وفى حالة التأسيس على مجموعـــة خوازيـــق إحتكاك فإن توزيع الأحمال فى الخوازيق يكون توزيعاً خطياً ليعطى محصلة منطبقة مع محصلة الأحمال الخارجية.





Soil pressure = spring constant X settlement
or = weight of liquid X settlement
Each pile is considered elastic having a spring constant of EA/L

(b)



(c)

Design methods. (a) Rigid method (conventional); (b) simplified elastic foundation; (c) elastic method (true elastic continuum).

شكل (١١-٣) طرق تصميم اللبشة

★ وبناء على ذلك فإن اللبشة تعامل كعنصر جاسئ حينما يكون الإجهاد الذى تنقله إلى التربة منتظم التوزيع ويساوى الوزن الكلى للمبنى مقسوماً على مساحة اللبشة ويحدث ذلك عندما تنطبق محصلة الأحمال مع مركز ثقل اللبشة وهذا الافتراض صحيح إذا كانت الأعمدة متقاربة الأحمال والبحور وهذا طبعاً يصعب تحقيقه عملياً فى جميع الأحوال ولذلك يمكن فرض وتحقيق ذلك إذا ما كان التجاوز فى الأحمال والبحور لا يتعدى ٢٠%.

★ هذا ويمكن تقسيم اللبشة إلى عدد من الأجزاء حسب كثافة التحميل ويصمم كل جزء على متوسط الإجهاد الواقع عليه هذا بالإضافة إلى أنه يمكن اعتبار اللبشة كعنصر جاسئ عندما تنفذ على تربة غير قاسية لأن اللبشة مع هذه النوعية من التربة قادرة على أن تُعيد توزيع الإجهادات عندما يحدث هبوط غير متساوى تحتها.

١١-٤-٢ الطريقة المرنة المبسطة:

11-4-2 Simplified Elastic Method:

★ وهذه الطريقة تعتمد على فرض أن التربة أسفل اللبشة مكونة من عدد لا نهائى من اليايات المرنة (Elastic Springs) حيث لا تتأثر بعضها ببعض وقيمة ثابت الياى يساوى قيمة ثابت التربة المرن (Subgrade Reaction of Soil).

★ هذا ويعرف ثابت التربة المرن بأنه وحدة الضغط اللازمة لإحداث هبوط مساوى للوحدة لقاعدة منفصلة وفى حالة اللبشة المؤسسة على خوازيق فإن كل خازوق يعتبر ياى له ثابت مرونة مساوى للقيمة $\frac{EA}{L}$ حيث (E) هو معامل مرونة مادة الخازوق، (A) مساحة مقطع الخازوق، (L) الطول الفعال للخازوق والذى يعتبر الطول الكلى لخازوق الارتكاز (End bearing pile) ونصف طول خازوق الاحتكاك (Friction Pile).

١١-٤-٣ الطريقة المرنة الحقيقية:

11-4-3 True Elastic Method:

★ وفى هذه الطريقة تعتبر التربة وسط مرن حقيقى وفيها يحدث تفاعل وتداخل إستاتيكى بين اللبشة والتربة المحيطة والمحتوية للأساس.

★ هذا وتصمم اللبشة كعنصر مرن (Flexible) عندما تتعرض اللبشة إلى أحمال لا مركزية كبيرة أو عندما تنفذ على تربة قاسية (Stiff)، هذا وتجدر الإشارة إلى أنه

عند تصميم اللبشة المرنة فإنه إذا لم يؤخذ الهبوط النسبى والمتباين فى الاعتبار فإن ضعف حديد التسليح المحسوب يستخدم فى التسليح وقد تصل نسبة حديد التسليح إلى ١% من قطاع اللبشة موزعة إلى حديد سفلى وحديد علوى فى الاتجاهين، بالإضافة إلى أنه فى اللبشة المرنة قد يزيد سمك القطاع عند الأعمدة لمنع الانهيار بالقص.

★ هذا ويجب التنويه إلى أن حل اللبشة بالطريقة المرنة الحقيقية يتطلب إستخدام طرق رقمية حسابية متطورة مثل طريقة العناصر المحددة (Finite Element method) أو طريقة الفروق المحددة (Finite Difference method) مع ضرورة استخدام الحاسبات الإلكترونية.

١١-٥ الطرق التقريبية لتصميم أساس اللبشة:

تستخدم الطرق التقريبية غالباً عندما تكون اللبشة عالية الجساءة والأعمدة متقاربة التحميل والبحور وهذه الطرق هى :

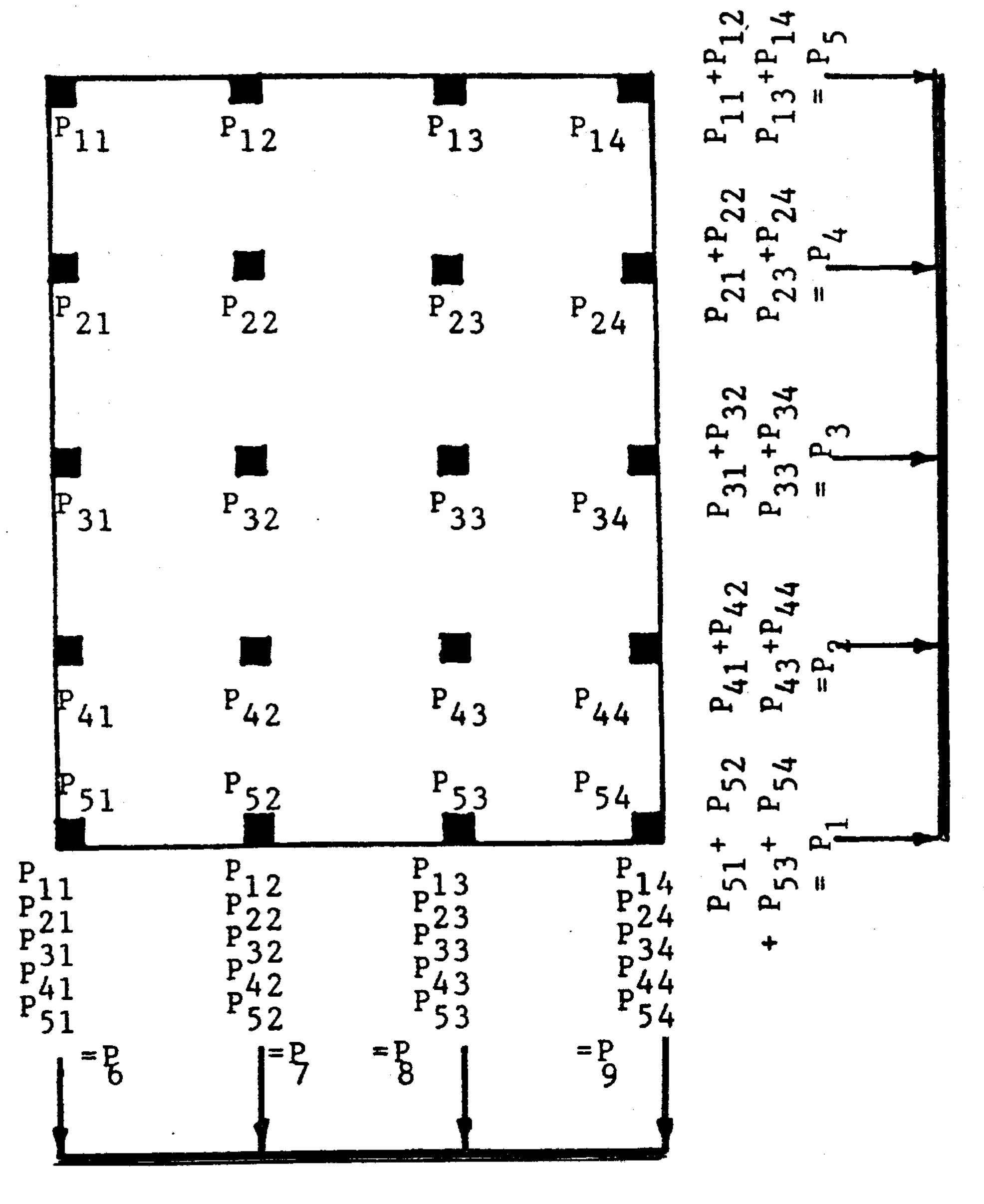
١- تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة (Continuous Footing Raft).
٢- تصميم اللبشة كبلاطة مسطحة أو منبسطة (Flat Raft Slab Foundation).
٣- تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية (Conventional method).
٤- تصميم اللبشة الكمرية (Ribbed Raft).

١١-٥-١ تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة:

وهى طريقة تقريبية بدائية للتصميم وتستخدم غالباً كحل أولى لتصميم اللبشة وخطوات هذه الطريقة كما يلى :

١- يتم إسقاط مجموع الأحمال الواقعة على الأعمدة لكل اتجاه من الاتجاهين العرضى والطولى للبشة وذلك على كل من طول اللبشة وعرضها - شكل (١١-٤).
٢- يتم تعيين محصلة الأحمال وموضعها لكل اتجاه.
٣- يتم حساب الجهد الواقع على التربة لكل اتجاه على حدة وذلك بأى طريقة لحساب الإجهادات مع مراعاة أن الجهد الخطى منتظم التوزيع فى حالة المحصلة المركزية وأن الجهد على شكل شبه منحرف التوزيع إذا كانت المحصلة لا مركزية.
٤- يتم حساب ورسم منحنيات توزيع القوى الداخلية لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة عند القطاعات المختلفة فى الاتجاهين.

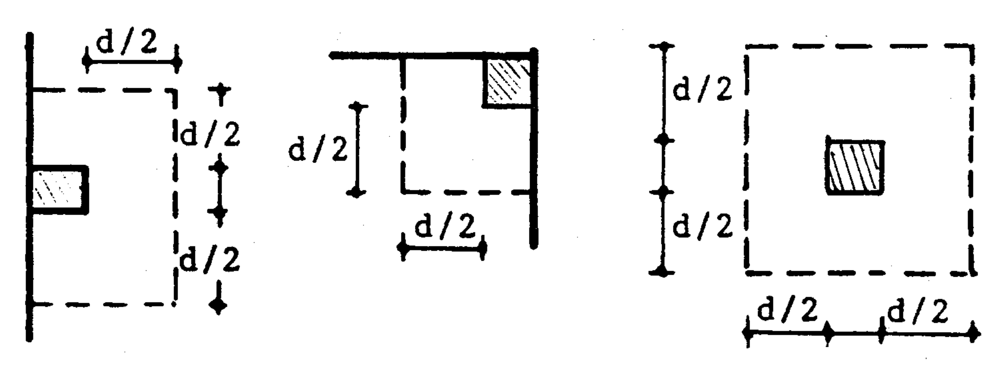
٥- يتم تصميم القطاع الآمن من حيث السمك والتسليح لمقاومة كل من القوى القاصة والقص الثاقب وعزوم الانحناء باتباع الطرق المعروفة والكلاسيكية لحساب الإجهادات الواقعة على هذه القطاعات والناجمة عن هذه القوى الداخلية عند القطاعات الحرجة المختلفة.



شكل (١١-٤) كيفية تصميم اللبشة كقاعدة مستمرة

ملحوظة هامة:

يلاحـــظ أن القـــص الثاقب هو الحاكم والمؤثر فى تحديد سمك اللبشة ذات الجســـاءة العالـــية علـــى أن يتم حساب العمق المناظر المقاوم للقص الثاقب لكل حالات الأعمدة المختلفة وهو عمود داخلى وعمود جار وعمود ركن كما هو مبين بالشكل (١١-٥).



شكل (١١-٥) القطاعات الحرجة للقص الثاقب للحالات المختلفة للأعمدة

مثال محلول:

المطلـــوب تصـــميم أساس اللبشة المستمر لمقاومة أحمال الأعمدة المبينة بالشـــكل (١١-٦) فـــإذا عُلـــم أن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأســـيس هو ٠,٦٠ كجم/سم٢ وأن الخرسانة رتبة C 200 وحديد التسليح رتبة ٣٥/٢٤

الحل:

يتم التعامل مع الأحمال فى كل اتجاه بإيجاد المحصلة عند كل خط.

بالنسبة للاتجاه الطويل:

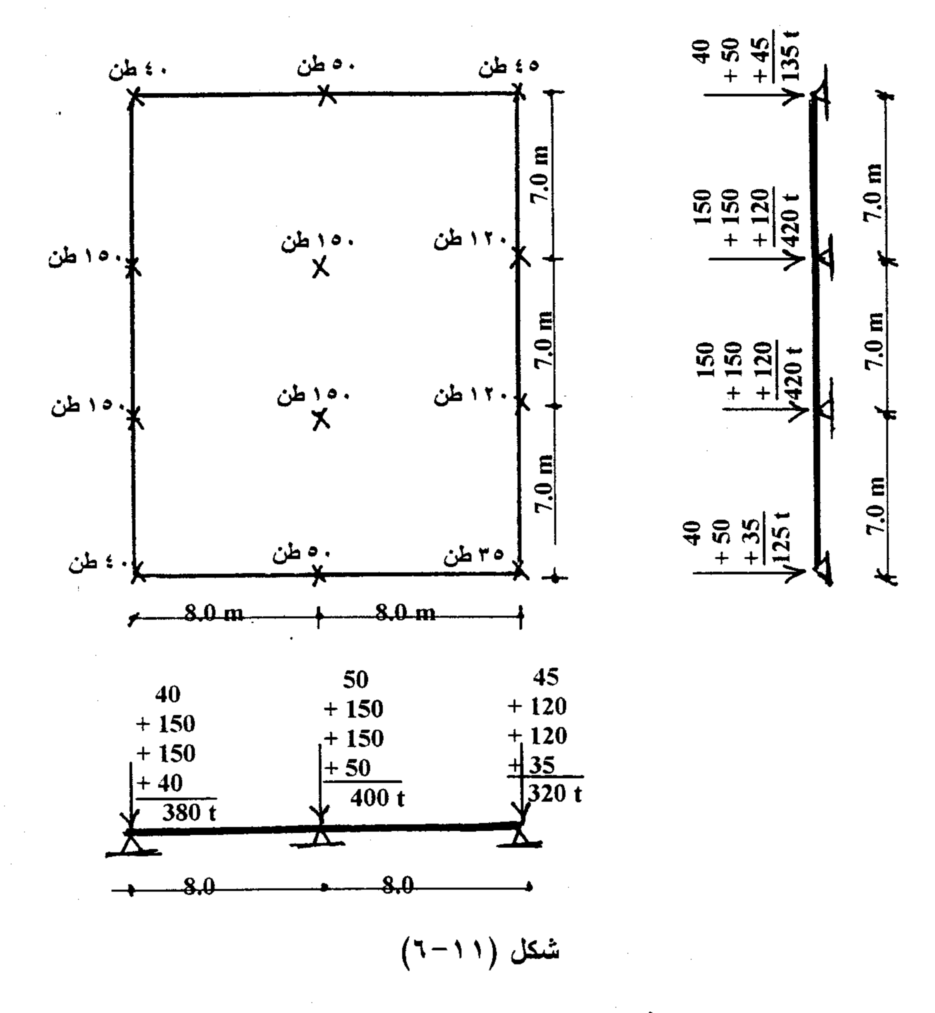
$P_1 = 40 + 50 + 35 \quad = 125 \ (t)$

$P_2 = 150 + 150 + 120 \quad = 420 \ (t)$

$P_3 = 150 + 150 + 120 \quad = 420 \ (t)$

$P_4 = 40 + 50 + 45 \quad = 135 \ (t)$

$R = \Sigma P_i \quad = 1100 \ (t)$



شكل (١١-٦)

- موضع المحصلة تقاس من الحمل (P_1)

$$\bar{x}_1 = \frac{\Sigma\, p_i\, x_i}{\Sigma\, p_i} = \frac{420\times 7 + 420\times 14 + 125\times 21}{1100} = 10.595\ \text{m}$$

- مقدار اللامركزية

$$e = \frac{L}{2} - \bar{x}_1 = 10.5 - 1 - .595 = 0.095\ \ \text{ms}$$

- يتم حساب الإجهادات الواقعة على كل اتجاه.

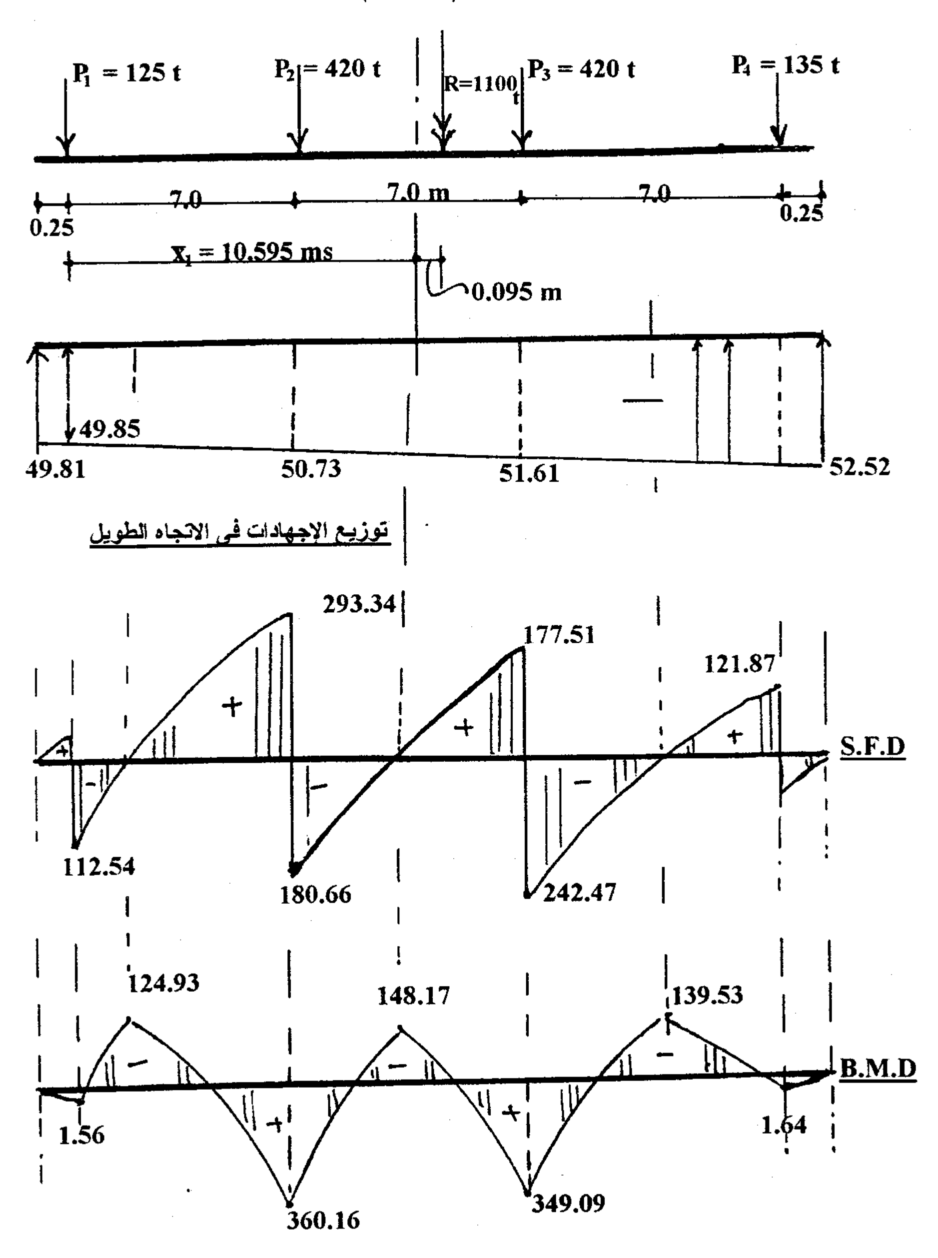
$$f_{n\binom{(1)}{(2)}} = \frac{R}{B\,L}\left(1 \pm \frac{6\,e}{L}\right)$$

$$= \frac{1100}{16.5\times 21.5}\left(1 \pm \frac{6\times 0.095}{21.5}\right)$$

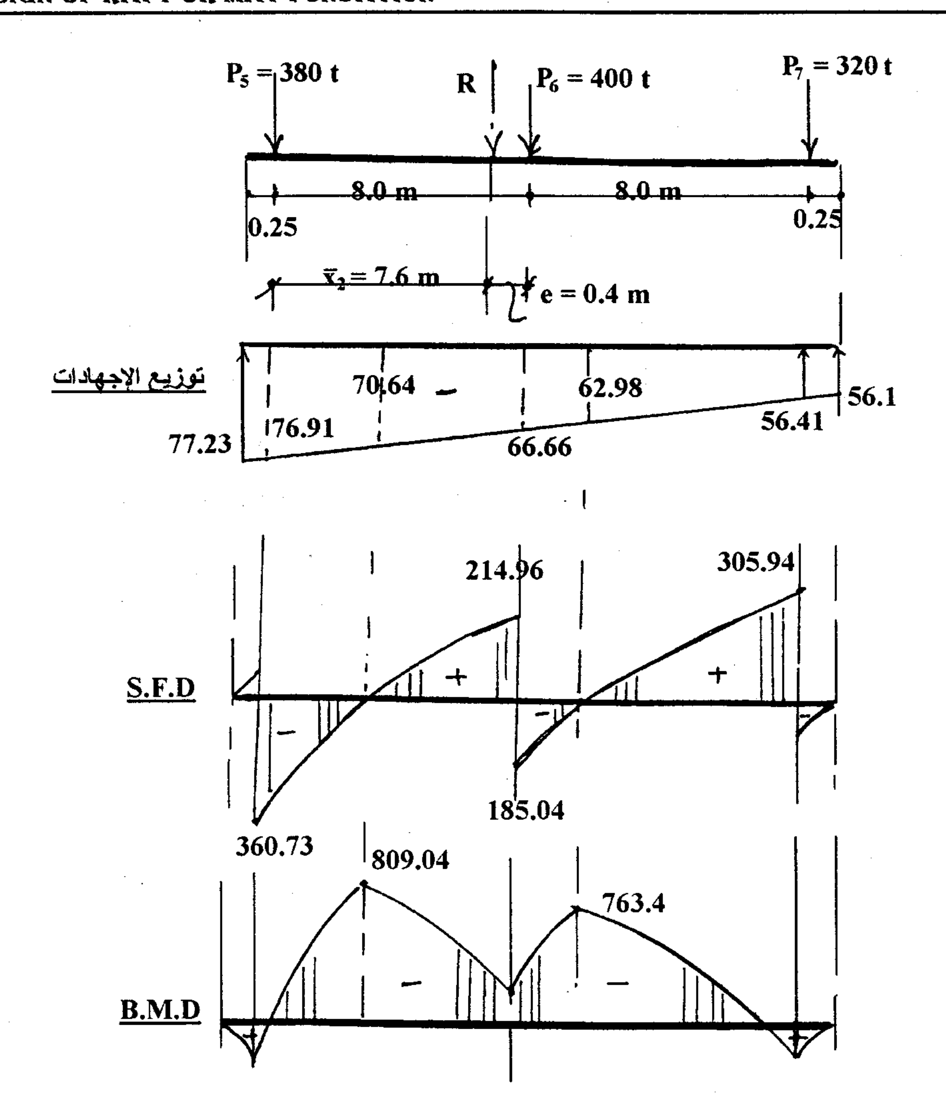
$\therefore \quad f_{n(1)} = 3.183\ t/m^2 < 5\ t/cm^2$ o.k $= 3.183 \times 16.5 = 52.52\ t/m`$

، $\quad f_{n(2)} = 3.019\ t/m^2 < 5\ t/cm^2 = 3.019 \times 16.5 = 49.81\ t/m`$

- يــتم رســم وحساب منحنى توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء للاتجاه الطويل وكما هو مبين بالشكل (١١-٧).



شكل (١١-٧) توزيع الإجهادات والقوى الداخلية للاتجاه الطويل



شكل (١١-٨) توزيع الإجهادات والقوى الداخلية فى الاتجاه العرضى

بالنسبة للاتجاه القصير:

$P_5 = 40 + 150 + 150 + 40 = 380 \ (t)$

$P_6 = 50 + 150 + 150 + 50 = 400 \ (t)$

$P_7 = 45 + 120 + 120 + 35 = 320 \ (t)$

$R = \Sigma P_i \qquad = 1100 \ (t)$

$$\bar{x}_2 = \frac{400 \times 8 + 320 \times 16}{1100} = 7.56 \cong 7.6 \ \text{ms}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}_2 = 8 - 7.60 = 0.4 \ \text{ms}$$

$$\therefore \quad f_{n(1)\atop (2)} = \frac{1100}{16.5 \times 21.5}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.4}{16.5}\right] = \frac{P}{L \cdot B}\left[1 \pm \frac{6\,e}{B}\right]$$

$\therefore \quad f_{n(1)} = 3.59 \ t/m^2 < 5 \ t/m^2$ (o.k) $= 3.59 \times 21.5 = 77.23$ t/m\`

$f_{n(2)} = 2.61 \ t/m^2 < 5 \ t/m^2$ (o.k) $= 2.61 \times 21.5 = 56.10$ t/m\`

- يــتم رسم منحنى القوى القاصة والعزوم الحانية فى هذا الاتجاه من واقع توزيع الإجهادات والأحمال وكما هو مبين بالشكل (١١-٨).
- مــن الأشــكال (١١-٧) ، (١١-٨) ومــن قيم عزوم الانحناء يتم تحديد أقصى عزم انحناء فى الاتجاهين.

$\therefore \quad M_{max} = 809.04$ m.t / width 21.5 m $= 37.63$ m.t / m\`

- العمق اللازم لمقاومة عزم الانحناء الأقصى.

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{100}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{37.63 \times 10^5}{100}} = 70.03 \ \text{cm}$$

take $t = 80$ cm $\longrightarrow$ $d_{act} = 73$ cm

- التحقق من القص الثاقب.

$b_o = 2\,(0.5 + d/2) + (0.5 + d)$

$= 1.5 + 2\,d = 1.5 + 2 \times 0.73 = 2.96$ ms

$$A_o = \left(0.5 + \frac{d}{2}\right)(0.5 + d)$$

$$= \left(0.5 + \frac{0.73}{2}\right)(0.5 + 0.73) = 1.064 \ \text{m}$$

$\because \quad Q_{p\,max} = P - A_o \cdot d_p \times f_{n(1)} = 150 - 1.064 \times d_p \times 3.59 = 146.18$ (t)

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_p}{b_o\, q_{p\,all}} = \frac{146.18}{2.96 \times 80} = 0.62 \ \text{ms} < d_{act} \ (73\,\text{cm})$$

i.e. $\quad d = d_{act} = 73$ cm (o.k)

۞ حديد التسليح:

- الاتجاه القصير:

الحديد العلوى:

$$A_s = \frac{37.63 \times 10^5}{1237 \times 73} = 41.67\ cm^2 / m` \rightarrow (9 \phi 25 / m`)$$

الحديد السفلى:

$A_s` = 0.25\ A_s \cong 5 \phi 16 / m`$ (min)

- الاتجاه الطويل:

حديد علوى:

$M_{max\ -ve} = 148.17$ / width (16.5 m)
$= 148.17 / 16.5 = 8.98$ m.t/m`

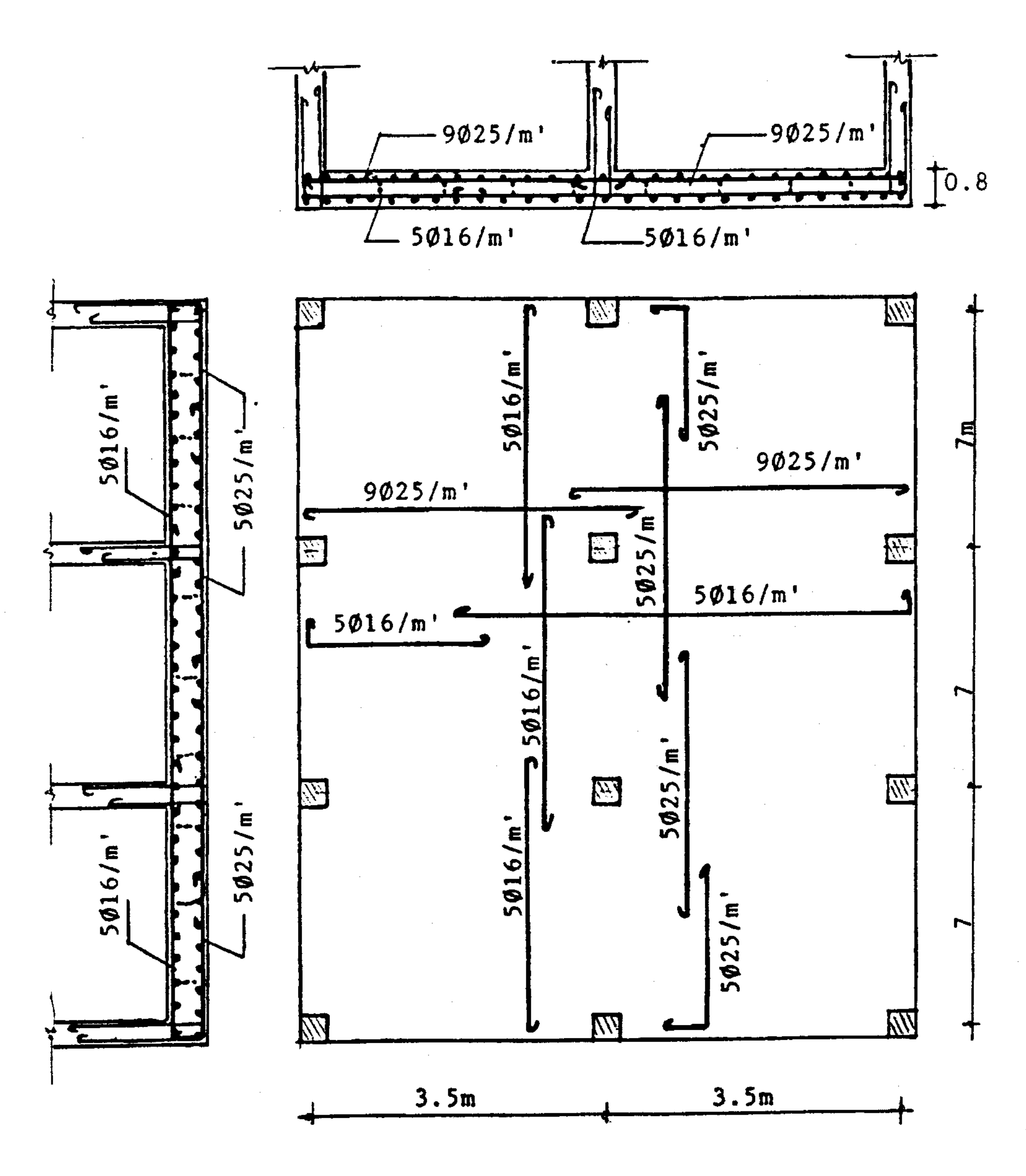
$$\therefore \quad A_s = \frac{8.98 \times 10^5}{1237 \times 73} = 9.94\ cm^2 / m` \quad (5 \phi 16 / m`)$$

حديد سفلى:

$M_{max\ +ve} = 360.16$ / width (16.5 m)
$= 21.83$ m.t/m`

$$\therefore \quad A_s = \frac{21.83 \times 10^5}{1237 \times 73} = 24.17\ cm^2 / m` \quad (5 \phi 25 / m`)$$

ويبين الكروكى شكل (١١-٩) تفاصيل ومواضع حديد التسليح للمثال السابق.



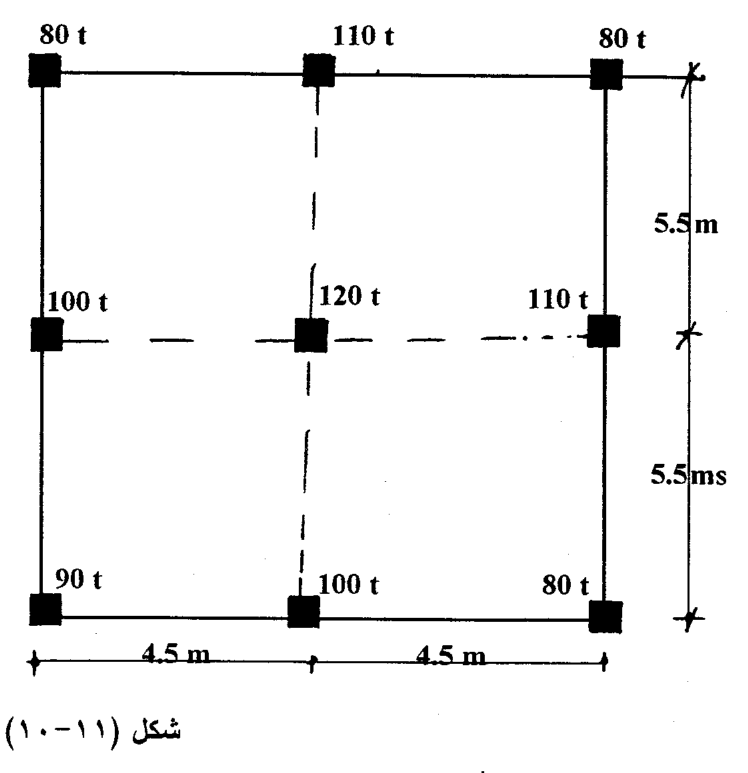
شكل (١١-٩) تفاصيل حديد التسليح للمثال السابق

١١-٥-٢ تصميم اللبشة كبلاطة مسطحة أو منبسطة:

- فى هذه الحالة يتم اعتبار اللبشة كبلاطة ذات سمك ثابت مع تقسيمها إلى شرائح أعمدة (Col. strips) وشرائح وسط (Field strips) فى الاتجاهين العرضى والطولى للبلاطة على أن يكون عرض شرائح العمود هو (b + 2 d) حيث (b) هو عرض العمود، (d) هى سمك البلاطة والتى يمكن فرضها حوالى من (١/٧ - ١/١٠) البحر الصافى بين الأعمدة حسب الأحمال الواقعة على هذه الأعمدة. كما يمكن أخذ عرض شريحة العمود (3 d) كما هو مبين بالشكل (١١-١٠).
- يتم اعتبار شرائح الأعمدة ككمرات مستمرة فى الاتجاهين وعليها أحمال مثلثية نتيجة لتوزيع الأحمال من البلاطة على هذه الكمرات ويتم حساب عزوم الانحناء القصوى والتى تؤخذ فى هذه الحالة $M_{max\,(-)(+)} = \frac{P\,\ell^2}{12}$ ويحسب السمك اللازم لكل شريحة على حدة وذلك لمقاومة كل من القص والقص الثاقب وعزم الانحناء وبالتالى يتم إيجاد مساحة حديد التسليح اللازمة عند القطاعات الحرجة لهذه الشرائح وهو حديد علوى وسفلى فى الاتجاهين.
- يتم تصميم جزء اللبشة الواقع بين شرائح الأعمدة فى الاتجاهين كبلاطة ذات اتجاهين مثبتة ومرتكزة على شرائح الأعمدة وبنفس تخانة وسمك شرائح الأعمدة وذلك بحساب أقصى عزم انحناء لهذا الجزء وهو يساوى $\frac{P\,\ell'^2}{12}$ ثم يلى ذلك إيجاد حديد التسليح اللازم لهذه البلاطات فى الاتجاهين على ألا يقل عن الحد الأدنى وهو حديد علوى وسفلى أيضاً وكما سوف يرد فى المثال التالى.

__مثال محلول:__

المطلوب تصميم الأساس اللبشة باستخدام نظام البلاطات المسطحة أو المنبسطة والمعرضة إلى أحمال الأعمدة المبينة بالشكل (١١-١٠) فإذا عُلم أن جهد التربة الصافى المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ٠,٦ كجم/سم٢ وأن رتبة الخرسانة هى C 200 وحديد التسليح هو رتبة ٣٥/٢٤ وجميع الأعمدة ذات قطاع ٥٠ × ٥٠ سم.



شكل (١١-١٠)

الحل:

- محصلة الأحمال

$$R = \Sigma \text{ loads} = 3 \times 80 + 90 + 2 \times 100 + 2 \times 110 + 120 = 870 \text{ t}$$

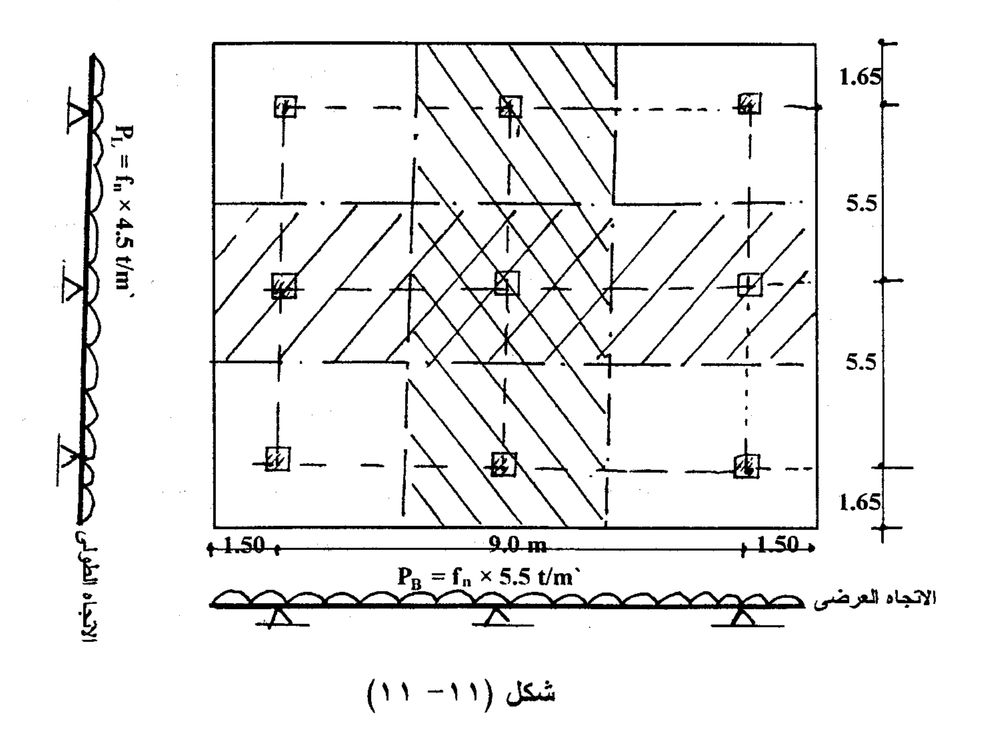
وحيث أن الأحمال غير متماثلة حول مركز القاعدة إذن لا بد وأن يكون هناك ترحيل للمحصلة فى الاتجاهين العرضى والطولى للبشة الأمر الذى يمكن اعتبارها مركزية ولكن بفرض قيمة صغرى لجهد التربة الصافى المسموح به وليكن ٨٠% من أقصى قيمة أى ٠,٨ × ٦ = ٤,٨ طن/م٢.

$$\therefore \quad A = \frac{R}{f_{n\,all\,assumed}} = \frac{870}{4.8} = 181 \text{ m}^2$$

وبفرض أن نسبة طول اللبشة (L) إلى عرضها (B) يتناسب مع المسافة بين محاور الأعمدة فى الاتجاهين.

$$\therefore \quad \frac{L}{B} = \frac{11}{9} \rightarrow L = \frac{11}{9} B$$

$$A = 181 = \frac{11}{9} B^2 \longrightarrow B = 12.0 \text{ ms} \longrightarrow L = 14.7 \text{ ms}$$



شكل (١١- ١١)

- الحمل الموزع على اللبشة لكل م٢ يعادل

$$f_n = \frac{870}{12 \times 14.7} = 4.93 \cong 5 \text{ t/m}^2$$

وبأخذ شريحتين إحداهما عرضية والأخرى طولية وكل شريحة تحمل حملاً موزعاً بين محور المسافة بين العمودين أى أن (شكل ١١- ١١) :

الحمل الموزع على الشريحة فى الاتجاه الطولى يعادل :

$$P_L = 5.0 \times 4.5 = 22.5 \text{ t/m`}$$

، الحمل الموزع على الشريحة فى الاتجاه العرضى يعادل :

$$P_B = 5.0 \times 5.5 = 27.5 \text{ t/m`}$$

- يتم تحديد قيمة أقصى عزم انحناء فى شريحتى العمود للاتجاهين العرضى والطولى.

$$M_{max \text{ Long direction}} = \frac{P_L S^2}{12} = \frac{22.5 \times (5.5)^2}{12} = 56.72 \text{ m.t}$$

$$M_{max \text{ short direction}} = \frac{P_B S^2}{12} = \frac{27.5 \times (4.5)^2}{12} = 46.41 \text{ m.t}$$

$\therefore \quad M_{max} = 56.72$ m.t

- العمق المناظر للعزم الأقصى :

$$\therefore \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

حيث (b) : هو عرض شريحة العمود وهو يساوى $(b_c + 2\,d)$ أو $(3\,b_c)$

حيث (b_c) : هو عرض العمود

i.e. $b = 3 \times 50 = 150$ cm

$$\therefore \quad d_m = 0.361 \sqrt{\frac{56.72 \times 10^5}{150}} = 70.2\ \text{cm} \longrightarrow t = 80\ \text{cm} \quad \& \quad d_{act} = 73\ \text{cm}$$

- التحقق من إجهاد القص الثاقب وذلك تحت أكبر عمود P = 120 t

$$\therefore \quad Q_{max\,p} = P - A_c \,.\, f_n = 120 - 0.5 \times 0.5 \times 5 = 118.75\ (t)$$

$$\therefore \quad q_p = \frac{Q_{max\,p}}{\Sigma \square \,.\, d_{act}} = \frac{118.75 \times 10^3}{4 \times 50 \times 73} = 8.13\ \text{kg/cm}^2 < 10\ \text{kg/cm}^2 \quad (\text{o.k})$$

$\therefore \quad d = 73$ cm safe

- مساحة حديد التسليح فى الاتجاه الطولى لشريحة العمود :

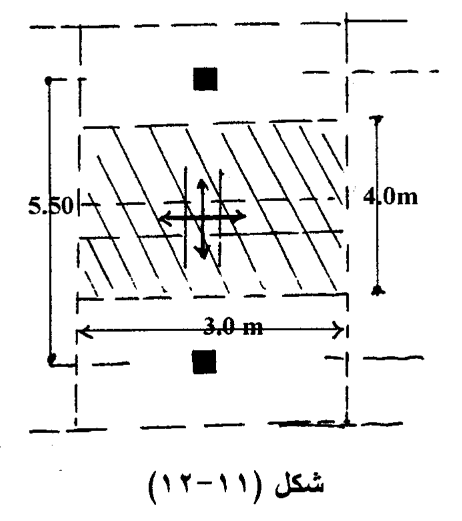
$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{56.72 \times 10^5}{1237 \times 73} = 62.8\ \text{cm}^2/1.5\ \text{ms} = 41.87\ \text{cm}^2/\text{m`}\ (10\,\phi\,25/\text{m`})$$

- مساحة حديد التسليح فى الاتجاه العرضى لشريحة العمود :

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{46.41 \times 10^5}{1237 \times 73} = 51.39\ \text{cm}^2/1.5\ \text{ms} = 34.26\ \text{cm}^2/\text{m`}\ (8\,\phi\,25/\text{m`})$$

- حديد التسليح المطلوب للجزء الأوسط بين شرائح الأعمدة وهى تعتبر بلاطة ذات اتجاهيـــــن ٤,٠٠ م × ٣,٠٠ م متشـــابهة الحـــدود الخارجـــية وبأخذ شـــريحة عرضـــها واحد متر فى هذه البلاطة وباعتبار الحمل كله فى اتجاه واحد (شكل ١١-١٢)

$$\therefore \quad M_{max} = \frac{f_n\, \ell^2}{12} = \frac{5.0 \times (4)^2}{12} = 6.67\ \text{m.t/m`}$$



شكل (١١-١٢)

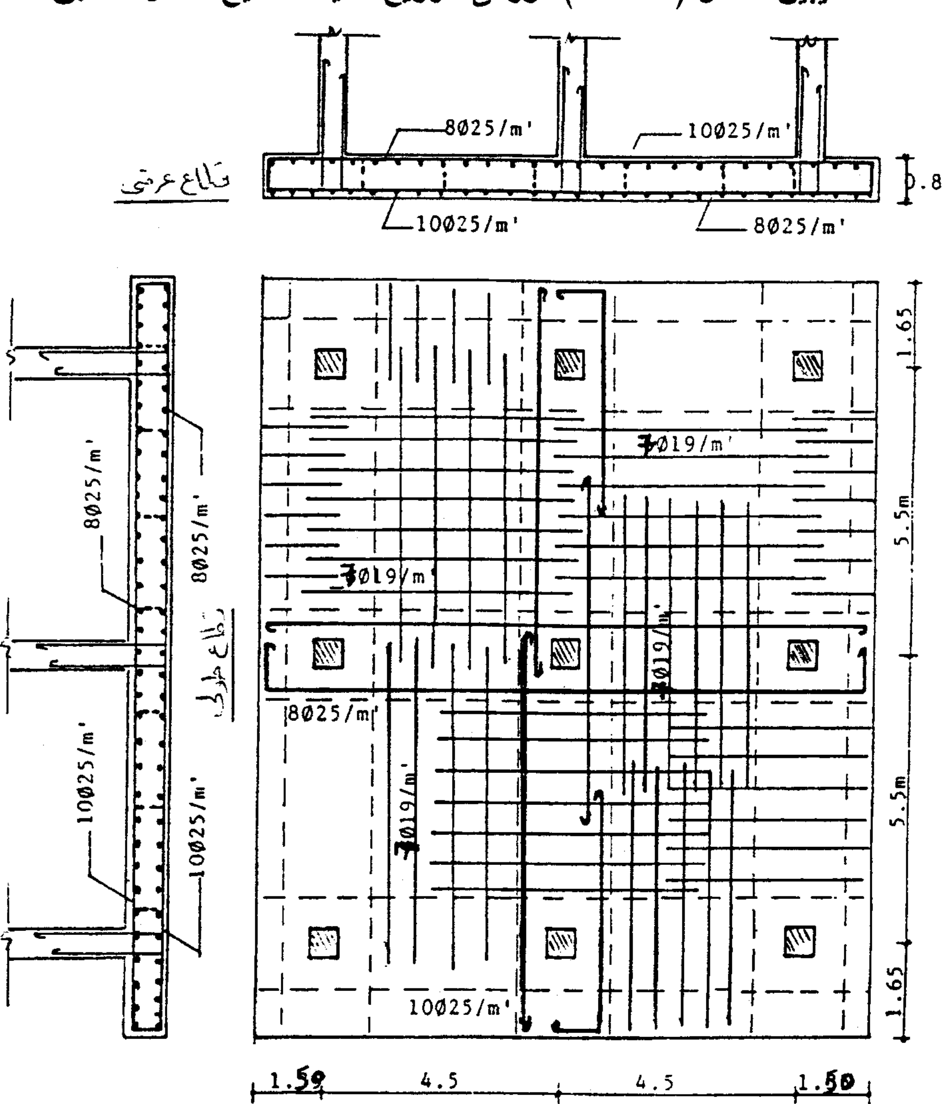
$\therefore \quad A_s = \dfrac{6.67 \times 10^5}{1237 \times 73} = 7.39 \ cm^2/m`$

$A_{s\,min} = 0.0025 \times 100 \times 73 = 18.25 \ cm^2/m`$

$\therefore \quad$ take $A_s = A_{s\,min} = 18.25 \ cm^2/m` = 7 \ \phi \ 19 \ /m`$

∴ يــتم أخــذ حديــد علوى ومثله سفلى قدره ٧ ϕ ١٩/مَ فى الاتجاهين فى شرائح الوسط.

- يبين الشكل (١١-١٣) كروكى لتوزيع حديد التسليح للمثال السابق.



شكل (١١-١٣) كروكى تفاصيل وتوزيع الحديد للمثال عاليه

١١-٥-٣ تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية:

تتلخص طريقة التصميم بهذه الطريقة فى الخطوات التالية :

١- يتم تعيين محصلة الأحمال الواقعة على الأعمدة وليكن (R) وهى مجموع الأحمال الرأسية.

i.e. $R = \Sigma P_{i\,col} = P_1 + P_2 + P_3 + \ldots\ldots P_i$

٢- يتم اختيار مساحة اللبشة وليكن (A) بحيث تغطى جميع الأعمدة كلها أو المساحة المحصورة بين الأعمدة أو بعمل بروزات خارج حدود الأعمدة حسب ما تسمح به حدود امتداد اللبشة فى الاتجاهات المختلفة لهذه المساحة وكما هو ومبين بالشكل (١١-١٤).

٣- يــتم تحديد موضع المحصلة (R) بالنسبة إلى محاور المساحة وذلك بدلالة تحديد لا مركزيتها بالنسبة لمركز المساحة وهما البعدين (e_x) ، (e_y) حيث :

مقدار اللامركزية (e_x) بالنسبة للمحور (x) تعادل :

$$e_x = \bar{x} - \frac{B}{2} \quad (ms)$$

ومقدار اللامركزية (e_y) بالنسبة للمحور (y) تعادل :

$$e_y = \bar{Y} - \frac{L}{2} \quad (ms)$$

، (x) ، (Y) هـــما موضــع المحصلة بالنسبة للمحاور (Y) ، (x) كما هو مبين بالشكل (١١-١٤) حيث :

$$(\bar{x}) = \frac{\Sigma P_i\, x_i}{\Sigma P_i} = \frac{\Sigma P_i\, x_i}{R} \quad (ms)$$

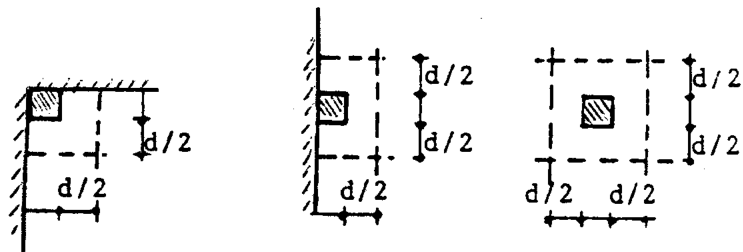
$$، \quad (\bar{Y}) = \frac{\Sigma P_i\, y_i}{\Sigma P_i} = \frac{\Sigma P_i\, y_i}{R} \quad (ms)$$

٤- يــتم تحديــد خصائص مساحة اللبشة وهى مساحتها (A) وعزم قصورها الذاتى حول محوريها اللذين يمران بالمركز (I_x , I_y) حيث فى حالة المساحة المستطيل:

i.e. $A = B \,.\, L$

$$، \quad I_x = \frac{B\,L^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{L\,B^3}{12}$$

y' y B S S
P_1 P_2 P_3 B_3
1
P_4 P_5 P_6 B_4
e_x R e_y x
L 1
P_7 P_8 P_9 B_4
1
P_{10} P_{11} P_{12} B_3 x'
B_1 B_2 B_1
P_1 P_2 P_3
q



شكل (١١-١٤) تصميم اللبشة بالطريقة التقليدية

٥- يـــتم حساب قيمة أقصى عزوم انحناء حول محورى اللبشة اللذين يمران بالمركز (M_y) ، (M_x) حيث :

$$M_x = R \cdot e_x \qquad (t.m)$$

، $$M_y = R \cdot e_y \qquad (t.m)$$

٦- يـــتم حســـاب قيم وتوزيع الإجهادات الواقعة على التربة أسفل اللبشة وذلك عند مواضـــع مختلفة بغرض الحصول على أقصى قيم للإجهادات الواقعة عليها وذلك باستخدام المعادلة العامة للإجهاد وهى :

$$f_n = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x \quad (t/m^2)$$

مـــع الأخـــذ فى الاعتبار الإشارات (+) أو (-) حسب إحداثيات كل موضع وتأثير العزم.

٧- يتم التحقق من أن أقصى قيمة للإجهاد عند أى موضع لا يتعدى الإجهاد الصافى المسموح به أسفل القاعدة.

i.e. $\quad f_n < f_{n\ all}$

وإذا لـــم يـــتحقق هذا الشرط يجب زيادة المساحة (A) والعمل على تقليل مقدار اللامركـــزية (e) فى الاتجاهين (x) ، (y) حتى يمكن تلاشى تأثير العزوم (M_y) ، (M_x).

٨- يـــتم تقســـيم اللبشـــة أو المســـاحة إلى شرائح مستمرة فى الاتجاهين العرضى والطولـــى لهـــا (فـــى صورة كمرات) من محور الأعمدة إلى محور الأعمدة فى الاتجاهين وكما هو مبين بالشكل (١١-١٤) أى فى منتصف بين محاور الأعمدة فى الاتجاهين.

٩- يـــتم الـــتعامل مـــع كـــل شريحة على حدة باعتبار أنها معرضة إلى حمل منتظم الـــتوزيع قـــدره يعادل متوسط الإجهادات الواقعة على طول هذه الشريحة وليكن $(f_{n\ av.})$ ويـــتم بعـــد ذلـــك حساب أقصى قوى قاصة وعزم الانحناء الأقصى لكل شـــريحة على حدة مع العلم بأنه يوصى باعتبار عزوم الانحناء السالبة والموجبة متساوية على كامل كل شريحة وتعادل :

بالنسبة للاتجاه الطويل للشرائح:

$$M_{max} = \frac{f_{n\,av.}\, S_L^2}{10} \quad (t.m/m`)$$

حيث (S_L) هو المسافة بين محاور الأعمدة فى الاتجاه الطويل للشريحة

بالنسبة للاتجاه القصير للشرائح:

$$M_{max} = \frac{f_{n\,av.}\, S_S^2}{8} \quad (t.m/m`)$$

١٠- يتم تحديد العمق المناظر لأقصى عزم انحناء واقع للشرائح الطولية أو العرضية وذلك من المعادلة المعروفة:

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{100}} \quad (cm)$$

١١- يتم تحديد العمق المناظر لكل من القص (d_{sh}) والقص الثاقب (d_p) وفى أغلب الحالات يعتبر العمق الأخير هو الحاكم فى التصميم وذلك بالنسبة للأعمدة المختلفة (عمود ركن ، عمود متوسط ، عمود حافة) ويحسب طبقاً للمعادلة التالية :

$$d_p = \frac{Q_{max\,p}}{\Sigma \square q_{all\,p}} \quad (cm)$$

حيث $(Q_{max\ p})$ يتم أخذها تقريباً تساوى قيمة الحمل المؤثر عند العمود وذلك فى جانب الأمان ولتسهيل الحل مع أخذ $q_{all\,p} = 8\ kg/cm^2$ مع ملاحظة أنه لا يتم استخدام حديد مكسح فى اللبشة أى يتم مقاومة القص بالخرسانة فقط.

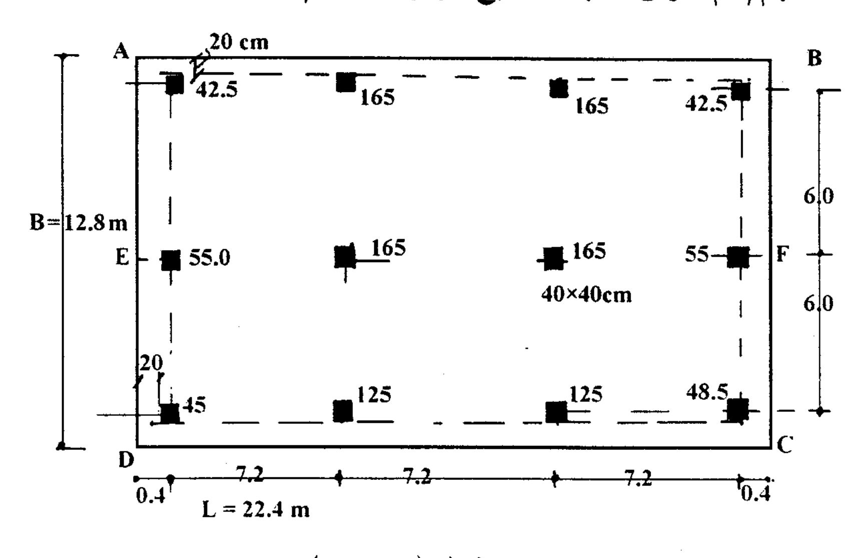
١٢- يتم تحديد العمق الحاكم فى التصميم من كل من (d_m) ، (d_{sh})، (d_p).

١٣- يتم تحديد مساحة حديد التسليح المطلوبة لكل شريحة على حدة من كل من شرائح الاتجاه الطولى وشرائح الاتجاه العرضى لمقاومة أقصى قيم لعزوم الانحناء لكل شريحة على حدة وبحيث لا تقل أى منها عن أقل نسبة مئوية مسموح بها $(A_{s\,min})$ وذلك مع العمق الحاكم (d_{act}).

١٤- يتم رص كل من الحديد المطلوب فى الاتجاهين الطولى والعرضى مناصفة بين حديد علوى وحديد سفلى ويمتد من أول الشريحة إلى آخرها لسهولة التنفيذ والرص.

مثال محلول:

للأحمـــال المبيـــنة بالكروكى التالى شكل (١١-١٥) والوقعة على الأعمدة (٤٠ × ٤٠) ســم المطلــوب تصميم اللبشة المسلحة باستخدام الطريقة التقليدية (Rigid method) مع اعتبار أن أقصى إجهاد مسموح به صافى أسفل اللبشة هو ٠,٥ كجم/سم٢ وأن حديد التسليح هو رتبة ٢٤/٣٥ والخرسانة رتبة C 200.



شكل (١١-١٥)

الحل:

- حيــث أن عرض الأعمدة ٤٠ × ٤٠ سم إذن أقل مساحة للبشة هى حدود الأعمـــدة الخارجـــية فـــى الاتجاهيـــن وحيث أنه يفضل أن لا يكون حديد الأعمدة مكشوف بجانب زيادة مقاومة الأعمدة للقص الثاقب إذن يتم عمل بـــروز للبشة بحوالى ٢٠ سم من كل جانب من جوانب اللبشة أى تصبح اللبشة بطول ٢٢,٤ م وعرض ١٢,٨ م.
- يتم تحديد مقدار المحصلة (R) للقوى

$$R = 2 \times 42.5 + 4 \times 165 + 2 \times 55 + 2 \times 125 + 48.5 + 45 = 1198.5\ (t)$$

- يـــتم اختـــيار محورين اختياريين وليكن الرأسى (y-y) وهو المار بمحور الأعمـــدة عـــند نقطة (A) ، (x-x) الأفقى وهو المار بمحور الأعمدة عند نقطة (D).

- يتم بعد ذلك تحديد قيم وموضع المحصلة بالنسبة لهذين المحورين وليكن (x) ، (y).

$$\bar{x} = \frac{\Sigma P_i\, x_i}{\Sigma P_i} = \frac{\Sigma P_i\, x}{R}$$

$$\therefore \quad 1198.5\,(x) = 2 \times 165 \times 7.2 + 2 \times 2 \times 165 \times 14.4 + 21.6\,(42.5 + 55 + 48.5) + 7.2 \times 125 + 14.4 \times 125$$

$$\bar{x} = \frac{12981.6}{1198.5} = 10.833 \text{ ms}$$

$$, \quad \bar{Y} = \frac{\Sigma P_i\, y_i}{R}$$

$$\therefore \quad 1198.5\,(Y) = 2 \times 165 \times 6 + 2 \times 55 \times 6 + 2 \times 125 \times 12 + 45 \times 12 + 48.5 \times 12$$

$$\therefore \quad \bar{Y} = \frac{6762}{1198.5} = 5.642 \text{ ms}$$

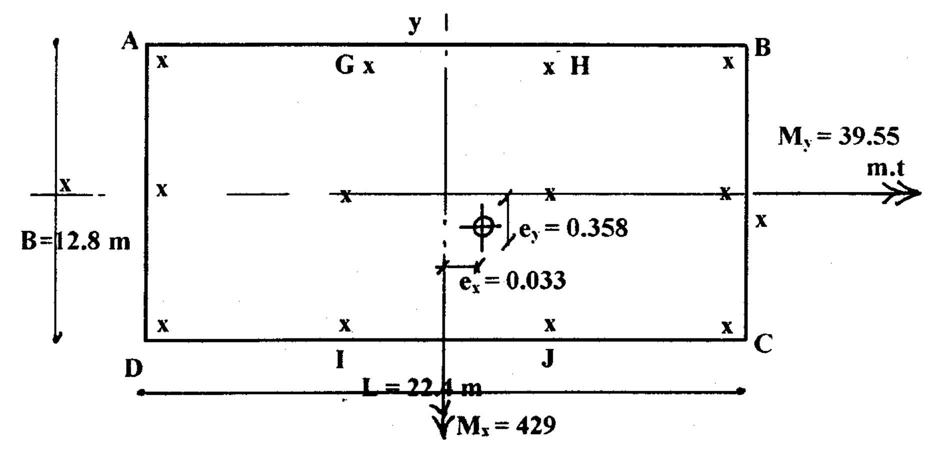
- يـــتم تحديد مقدار لا مركزية المحصلة (R) فى الاتجاهين (x) ، (y) وهما (e_x) ، (e_y) بالنســـبة لمحوريـــن متعامدين مارين بمركز المساحة (A) أى عند منتصف كل من الطول والعرض أى أن :

$$e_x = \frac{21.6}{2} - \bar{x} = 10.8 - 10.833 = 0.033 \text{ ms}$$

أى على يمين المحور الرأسى المار بالمركز

$$, \quad e_y = \frac{12}{2} - \bar{Y} = 6 - 5.642 = 0.358 \text{ ms}$$

أسفل المحور الأفقى المار بالمركز وكما هو مبين – شكل (١١-١٦)



شكل (١١-١٦)

• يـــتم تحديـــد قيم عزم السقصور الذاتى للمساحة حول المحورين المارين بالمركز (I_x) ، (I_y).

$$I_x = \frac{L\,B^3}{12} = \frac{22.4 \times (12.8)^3}{12} = 3914.68 \ m^4$$

$$I_y = \frac{B\,L^3}{12} = \frac{12.8 \times (22.4)^3}{12} = 11988.72 \ m^4$$ ،

• يـــتم حساب قيم أقصى عزوم انحناء واقعة على المساحة حول المحورين المارين بالمركز أى :

$$M_y = R \,.\, e_x = 1198.5 \times 0.033 = 39.55 \ m.t$$ →

$$M_x = R \,.\, e_y = 1198.5 \times 0.358 = 429.0 \ m.t$$ ↓ ،

• يـــتم تقســـيم المســـاحة إلى شرائح طولية وأخرى عرضية فى الاتجاهين بحيث عرض كل شريحة فى أى اتجاه يعادل المسافة بين منتصف المسافة بيـــن محوريـــن متتالييـــن فـــى كل شريحة على حدة وعليه فإنه بالنسبة للمســـاحة (A B C D) يـــتم تقســـيمها إلـــى عدد ثلاثة شرائح طولية هى الشـــريحة (AB) ، (EF) ، (DC) وأربعـــة شرائح عرضية هى الشريحة (AD) ، (GI) ، (HJ) ، (BC) كما هو مبين بالكروكى حيث :

عرض الشريحة (AB) = عرض الشريحة (DC) = ٦/٢+٠,٤ = ٣,٤ م

عرض الشريحة (EF) = ٦,٠٠ متر

عـــرض الشريحة (AD) = عرض الشريحة (BC) = ٧,٢ / ٢ + ٠,٤ = ٤,٠٠ متر

عرض الشريحة (GI) = عرض الشريحة (HJ) = ٧,٢ متر

• يـــتم حســـاب قـــيم أقصى إجهادات واقعة على التربة عند النقاط المحددة للشـــرائح السابقة وهى (A)، (B)، (C)، (D)، (E)، (F)، (G)، (H)، (I)، (J) وذلك طبقاً للمعادلة التالية :

$$f_n = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

حيث (x) ، (y) هما إحداثيات هذه النقط بالنسبة للمحاور (y) ، (x) المارة بالمركز.

$$\therefore \quad f_n = \frac{1198.5}{22.4 \times 12.8} \pm \frac{429}{3914.68} \cdot y \pm \frac{39.55}{11988.72} \cdot x$$
$$= 4.18 \pm 0.11\, y \pm 0.003\, x$$

ويتم وضع النتائج فى جدول كالآتى :

الموضع (point)	y (ms)	x (ms)	$+\frac{P}{A}$ t/m^2	0.11 y (t/m^2)	0.003 x (t/m^2)	f_n (t/m^2)
A	+ 6.4	- 11.2	+ 4.18	+ 0.70	- 0.03	+ 4.85
B	+ 6.4	+ 11.2	+ 4.18	+ 0.70	+ 0.03	+ 4.91
C	- 6.4	+ 11.2	+ 4.18	- 0.70	+ 0.03	+ 3.51
D	- 6.4	- 11.2	+ 4.18	- 0.7	- 0.03	+ 3.45
E	0	- 11.2	+ 4.18	0	- 0.03	+ 4.15
F	0	+ 11.2	+ 4.18	0	+ 0.03	+ 4.21
G	+ 6.4	- 3.4	+ 4.18	+ 0.7	- 0.01	+ 4.87
H	+ 6.4	- 3.4	+ 4.18	+ 0.7	+ 0.01	+ 4.89
I	- 6.4	- 3.4	+ 4.18	- 0.7	- 0.01	+ 4.10
J	- 6.4	+ 3.4	+ 4.18	- 0.7	+ 0.01	+ 3.49

- يتم التحقق من أن جميع الإجهادات الواقعة على التربة بإشارة موجبة أى ضغط وليس هناك شد وأنها أقل من أقصى إجهاد مسموح به للتربة وهو ٥,٠٠ طن/م٢ إذن (o.k).
- يــتم الــتعامل مع الشرائح فى الاتجاهين الطولى والعرضى وذلك بحساب متوســط الإجهـــاد على كامل وطول كل شريحة على حدة ثم يتم إيجاد قيم أقصى عزوم للإنحناء واقعة على كل شريحة وكما يلى :

بالنسبة للشرائح فى الاتجاه الطولى:

Strip No. شريحة رقم	عرض الشريحة (B) (m)	$f_{n\ av}$ t/m^2	بحر الشريحة (ℓ) ms	أقصى عزم انحناء (M_{max}) $f_{n\ av.}\ \ell^2/10$	أقصى عزم انحناء للشرائح الطولية
A B	3.4	4.91	7.2	25.45	25.45
E F	6.0	4.21	7.2	21.82	
D C	3.4	3.51	7.2	18.20	

بالنسبة للشرائح فى الاتجاه العرضى:

Strip No. شريحة رقم	عرض الشريحة (B) (m)	$f_{n\ av}$ t/m^2	بحر الشريحة (ℓ) ms	أقصى عزم انحناء (M_{max}) $f_{n\ av.}\ \ell^2/8$	أقصى عزم انحناء (M_{max})
A D	4.0	4.85	6.0	21.83	22.1
G I	7.2	4.87	6.0	21.92	
H J	7.2	4.89	6.0	22.01	
B C	4.0	4.91	6.0	22.10	

- ∴ أقصى عزم انحناء على الشرائح كلها يعادل ٢٥,٤٥ طن.م.
- يتم حساب العمق المناظر لأقصى عزم انحناء (d_m).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{100}} = 0.361 \sqrt{\frac{25.45 \times 10^5}{100}} = 57.6 \ cm$$

- يـــتم حســـاب العمـــق الكافى لمجابهة إجهاد القص الثاقب (d_f) وذلك عند الأعمدة الخارجية ذات الحمل ١٦٥ طن وهو العمود الحرج للقص الثاقب وإلا فيجب حساب ذلك عند أعمدة أخرى. وبالنظر إلى القطاع الحرج عند العمود الخارجى هذا فإن :

$$Q_{max\,p} = 165 - (0.4 + d_p)\,(0.6 + d_p / 2)\, f_n$$

$$\cong P \text{ (neglect for simplicity)}$$

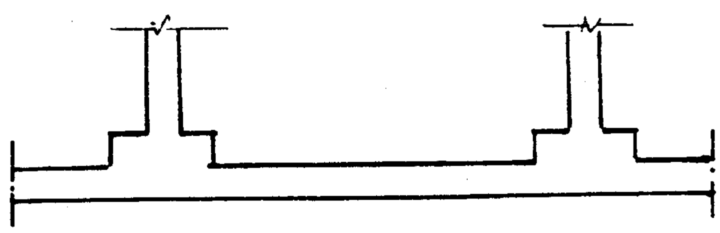
$$\cong 165 \text{ (t)}$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{Q_{max\,p}}{\Sigma \square q_{p\,all}} = \frac{165}{(1.6 + 2\,d_p) \times 80}$$

$$\therefore \quad 160\, d_p^2 + 128\, d_p = 165$$

$$\longrightarrow d_p = 0.7 \ \ ms$$

هـــذا ويمكـــن عمل سقوط عند الأعمدة فى الاتجاهين لمواكبة الفرق بين (d_m) ، (d_p) وذلـــك إذا زاد الفـــرق عن حوالى ١٥ سم وكما هو مبين بالكروكى شكل (١١-١٧).



شكل (١١-١٧)

- يتم أخذ العمق الكبير وهو (d_p) وعليه فإن $d_{act} = 72$ cm ⟵ $t = 80$ cm.
- يـــتم حســـاب مساحة الحديد اللازمة لكل شريحة على حدة فى الاتجاهين الطولـــى والعرضـــى (الطويـــل والقصير) ولتسهيل الحل يتم حساب كمية الحديـــد اللازمـــة للاتجـــاه الطويل من واقع أقصى قيمة لعزم الانحناء فى الاتجاه الطولى والعرضى.

∴ مساحة الحديد فى الاتجاه الطولى تعادل :

$$A_{s\ell} = \frac{M_{max\ long}}{k_2\ d_{act}}$$

$$= \frac{25.45 \times 10^5}{1237 \times 72} = 28.57\ cm^2/m` \longrightarrow 8\ \phi\ 22\ /m`$$

علوى ومثله سفلى طولى

، مساحة الحديد فى الاتجاه العرضى تعادل :

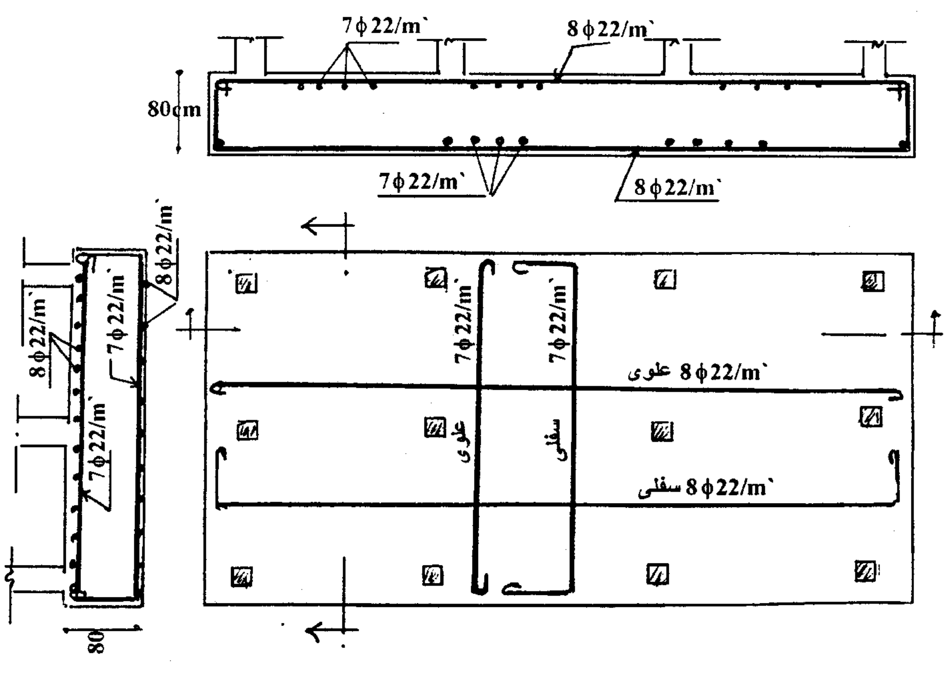
$$A_{s\ short} = \frac{M_{max\ short}}{k_2\ d_{act}}$$

$$= \frac{22.1 \times 10^5}{1237 \times 72} = 22.4\ cm^2/m` \longrightarrow 7\ \phi\ 22\ /m`$$

علوى ومثله سفلى عرضى

$$A_{s\ min} = 0.0025 \times 100 \times 72 = \underline{\underline{18}}\ cm^2$$

∴ يؤخذ الحديد ٨ ϕ ٢٢ /مَ علوى وسفلى حديد طولى + ٧ ϕ ٢٢ /مَ علوى ومثله سفلى حديد عرضى وذلك على كامل مسطح اللبشة ذات السمك ٨٠ سم وكما هو مبين بالشكل (١١-١٨).



شكل (١١-١٨)

١١-٥-٤ تصميم اللبشة الكمرية (ذات الأعصاب):

- وحيث أن اللبشة الكمرية ما هى إلا سقف مقلوب مكون من بلاطات وكمرات رئيسية وأخرى ثانوية لذلك فإن تصميمها يكون مماثل لتصميم البلاطات المصمتة والكمرات العادية للأسقف.
- تستخدم هذه الطريقة حينما تكون أحمال الأعمدة وبحورها متساوية أو متغيرة البحور فيما بينها فى حدود ٢٠% حيث فى هذه الحالة يتم فرض أن الإجهاد الواقع على التربة منتظم التوزيع ويساوى وزن المبنى (مجموع الأحمال الرأسية الواقعة على الأعمدة مقسوماً على مساحة اللبشة.
- فى هذه الحالة يتم حساب مساحة اللبشة بحيث تعطى إجهادات على التربة (f_n) أقل من الإجهادات المسموح بها للتربة عند منسوب التأسيس $(f_{n\ all})$.
- يتم تصميم اللبشة فى هذه الحالة كسقف مقلوب حيث يتم التصميم كالآتى :

❁ ***بالنسبة للبلاطات:***

يتم تصميمها لمقاومة عزم الانحناء الأقصى فقط كالآتى :

- بلاطة كابولية:

عزم الانحناء الأقصى يعادل $\left(f_n \cdot \frac{\ell}{2}\right)$ حيث (ℓ) هو طول الكابولى.

- بلاطة ذات اتجاه واحد (أحادية الاتجاه):

عزم الانحناء حسب هى بلاطة بسيطة الارتكاز $\left(f_n \cdot \frac{\ell^2}{8}\right)$ أو مستمرة الارتكاز $\left(f_n \cdot \frac{\ell^2}{12}\right)$ حيث (ℓ) هو الطول القصير للبلاطة وذلك لشريحة عرضها واحد متر.

- بلاطة ثنائية الاتجاه(ذات اتجاهين):

وفيها يتم توزيع الإجهاد (f_n) فى اتجاهين $(f_{n\ \alpha})$ ، $(f_{n\ B})$ باستخدام طريقة ومعاملات جراشوف حيث $[1.0 = f_{n\ \alpha} + f_{n\ B}]$ ومن ثم يتم حساب عزم الانحناء لهذه البلاطات لشرائح عرضها واحد متر كما هو ومعتاد فى البلاطات العادية.

- بعــد إيجاد قيم عزوم الانحناء يتم حساب مساحة الحديد لكل بلاطة على حدة من المعادلة المعروفة.

❁ ***بالنسبة للكمرات الثانوية:***

بالإشارة إلى الشكل المبين (١١-١٩) فإن :

الحمل الموزع على الكمرة (B_2) لكل متر طولى يعادل $f_n . \ell_3$

، الحمل الموزع على الكمرة (B_1) لكل متر طولى يعادل $f_n . (\ell_3 / 2 + \ell_4)$

وبفــرض (R_1) ، (R_2) هى قيم ردود الأفعال للكمرات (B_1) ، (B_2) على التوالى على الكمرة الرئيسية (B_3) وحيث أن الكمرة الخارجية (B_1) تحمل حملاً أو جزءاً أقــل مــن التى تحمله الكمرة (B_2) إذن قيمة رد الفعل (R1) يمكن فرضها بأنها تعادل مقدار ثابت (K) مضروبة فى قيمة رد الفعل (R_2) i.e. $R_1 = K\,R_2$ حيث (K) يعتمد على المسافة المحمولة لكل منهما.

$$\text{i.e.} \quad K = \frac{R_1}{R_2} = \frac{f_n\,(\ell_3 / 2 + \ell_4)}{f_n\,\ell_3} = \frac{\ell_3 / 2 + \ell_4}{\ell_3} \qquad \text{.......} \quad (i)$$

وحيــث أن مجموع ردود الأفعال الرأسية من الكمرات الثانوية (B_1) ، (B_2) على الكمــرة الرئيســية (B_3) إلى أسفل تعادل قيم ردود الأفعال لهذه الكمرة الرئيسية عند الأعمدة إلى أعلى.

$$\text{i.e.} \quad 2\,R_1 + 8\,R_2 = 2\,P_1 + 2\,P_2 \qquad \text{.......} \quad (ii)$$

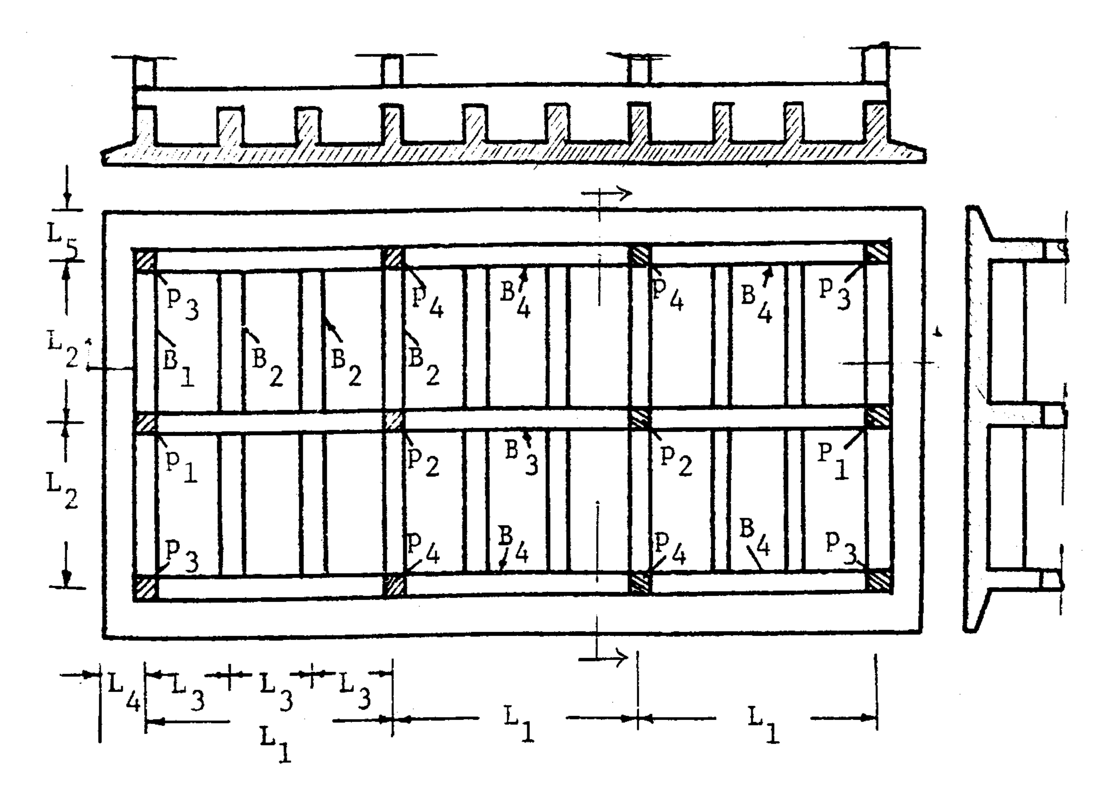
وبحل هاتين المعادلتين (i) ، (ii) يتم إيجاد قيم ردود الأفعال (R_1) ، (R_2) ومنها يــتم إيجاد قيم ردود الأفعال (R_1`) ، ($R_2$`) كما هو مبين بالشكل (١١-١٩) مع اعتــبار الاتــزان مع جهد التربة الموزع بانتظام (f_n) إلى أعلى ومن ثم يتم رسم منحنــيات توزيــع القوى القاصة وعزوم الانحناء لكل من الكمرتين (B_1) ، (B_2) الثانويتيــن وبالــتالى يتم تصميم القطاعات الحرجة على أساس أنها عبارة عن قطــاع علــى شــكل T بالنسبة لعزم الانحناء الموجب والقطاعات أسفل الكمرة الرئيســية (B_3) هى قطاع على شكل مستطيل (عزم الانحناء السالب) مع مراعاة مقاومــة القص لهذه الكمرات يتم إيجاد العمق الآمن وحديد التسليح المناظر لهذه القطاعات كما هو الحال فى تصميم الكمرات العادية.

❋ ***بالنسبة للكمرات الرئيسية (B_3) ، (B_4):***

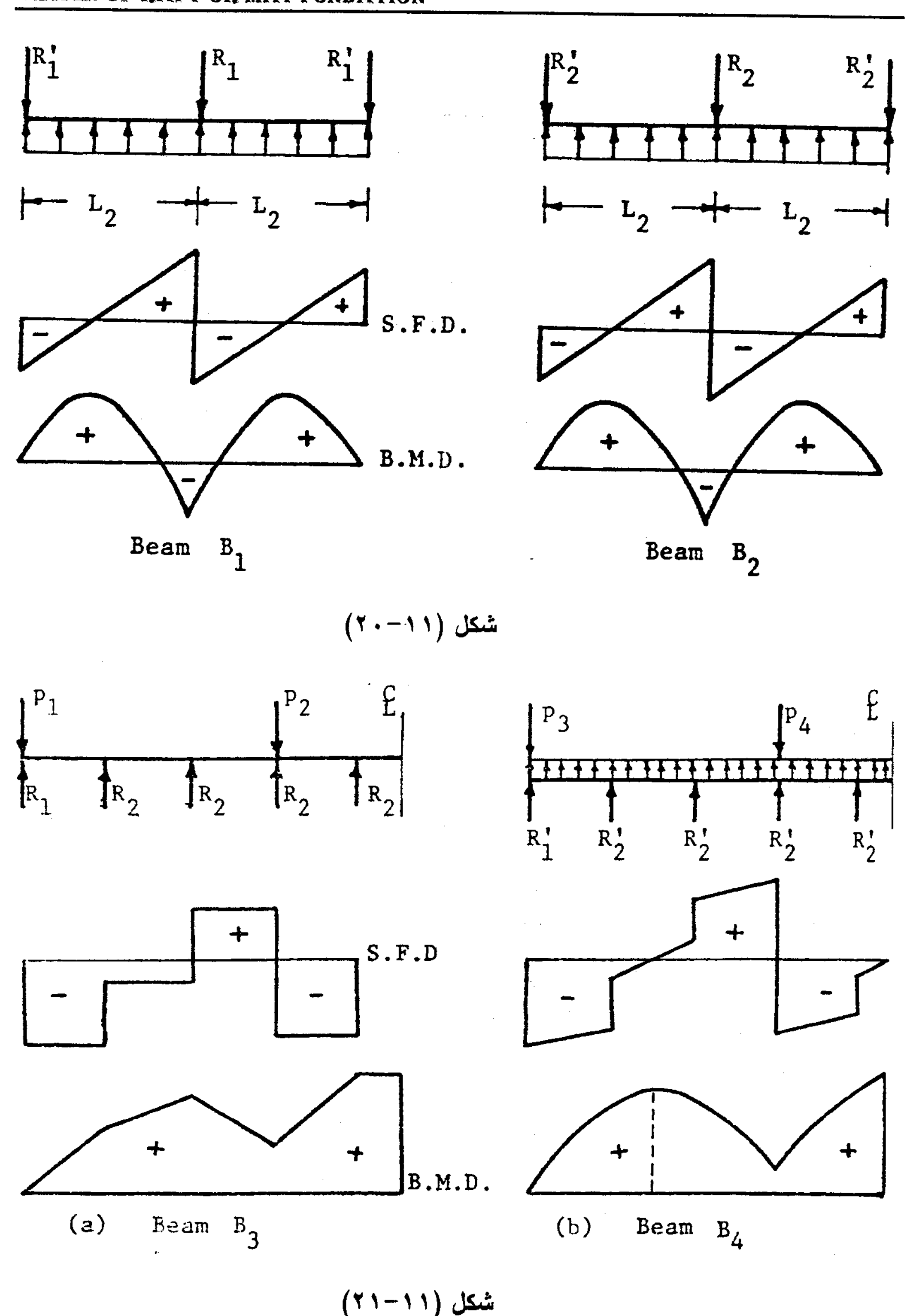
تبيــن الأشكال (١١-٢٠) ، (١١-٢١) قيم الأحمال وردود الأفعال وكذلك منحنــيات القوى القاصة (S.F.D) ، عزوم الانحناء (B.M.D) للكمرات الرئيسية (B_3) ، (B_4) حيــث يتم تصميم القطاعات لمجابهة كل من القوى القاصة وعزوم الانحناء مع ملاحظة أن القطاعات على شكل حرف T.

ملحوظة هامة:

فــى تصــميم كل من البلاطات والكمرات الثانوية والكمرات الرئيسية يتم ضــرورة مــراعاة الحــدود الدنيا لكل من العمق وكمية حديد التسليح المطلوبين والواردة فى الكود المصرى لتصميم تنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة.



شكل (١١-١٩)



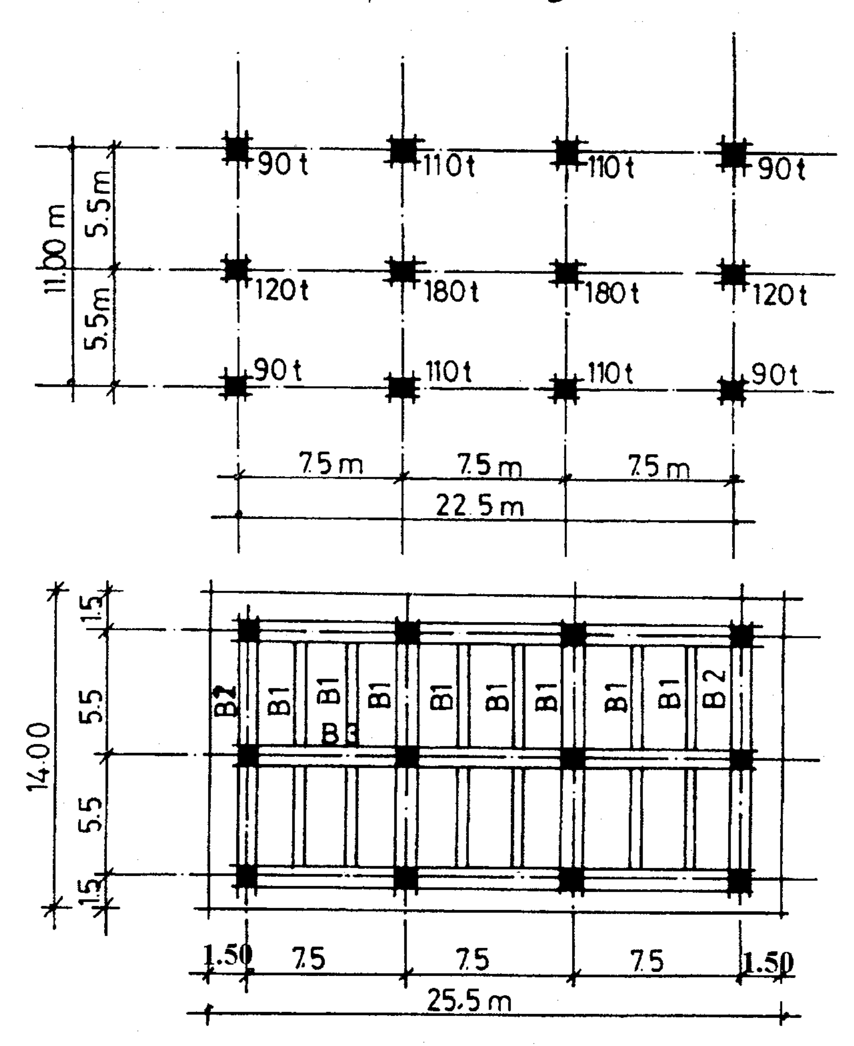
شكل (١١-٢٠)

شكل (١١-٢١)

مثال محلول:

يبين الشكل التالى (١١-٢٢) مسقط أفقى لمنشأ إطارى والمطلوب تصميم الأساس اللبشة لمقاومة الأحمال الواقعة على الأعمدة المبينة إذا كان :

- قدرة تحمل التربة المسموح بها أسفل الأساسات هى ٠,٤ كجم/سم٢.
- قطاعات الأعمدة هى ٥٠ × ٥٠ سم.



شكل (١١-٢٢) المسقط الأفقى للأحمال والأساس اللبشة المقترح

الحل:

- مجموع الأحمال = ١٤٠٠ طن.

- المســاحة المطلوبة للأساسات = $\frac{\text{الحمل الكلى}}{\text{الإجهاد المسموح به للتربة}} = \frac{١٤٠٠}{٤} =$ ٣٥٠ م٢.

- وبفرض الأساس اللبشة بطول وعرض على حدود الأعمدة الخارجية إذن طــول اللبشة يعادل [٢٢,٥ + ٠,٥] أى ٢٣,٠٠ م وعرضها [١١,٠٠ + ٠,٥] أى ١١,٥ م أى مساحة اللبشة فى هذه الحالة (على حدود الأعمدة الخارجــية) يعــادل ٢٣ × ١١,٥ = ٢٦٤,٥ م٢ وهى أقل من المساحة المطلوبة (٣٥٠ م٢) إذن لا بد وعمل رفرفة لأبعاد اللبشة فيما بعد حدود الأعمدة لكى تفى بهذه المساحة حتى تصبح الإجهادات الواقعة على التربة فى الحدود المسموح بها وبفرض عمل رفرفة قدرها ١,٥ متر فى الاتجاه الطويــل مــن المحــاور الخارجية ∴ طول اللبشة فى هذه الحالة يعادل [٢٢,٥ + ٢ × ١,٥] أى ٢٥,٥ م وبالــــتالى عرضـــها يصـــبح $\frac{350}{25.5} = 13.73\ m$ أى ١٤,٠٠ م أى برفــرفة فــى الاتجاه العرضى قدرها $\frac{11.00 - 14.00}{2} = 1.5\ m$.

وعليه تصبح أبعاد اللبشة الحقيقية هى ٢٥,٥ م×١٤,٠٠ م = ٣٥٧ م٢ وبالــتالى أقصــى إجهــاد تلامــس واقــع علــى الــتربة حقيقى يعادل $\frac{1400}{357} = 3.92\ t/m^2$ وهو أقل من ٤,٠٠ طن/م٢ الإجهاد المسموح به.

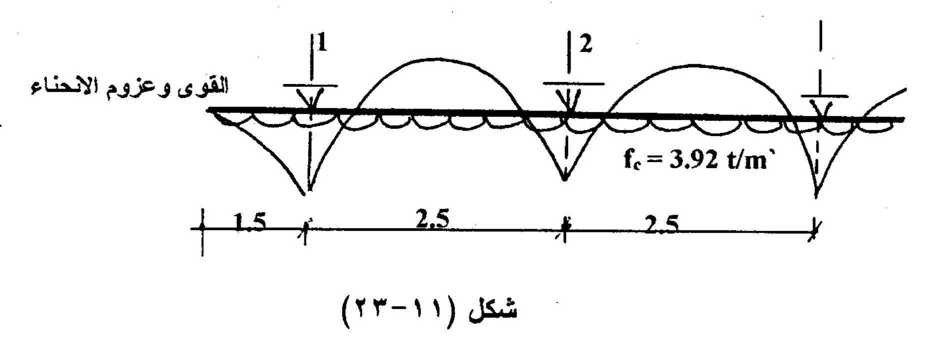
- وباختــيار نظام الكمرات والبلاطات المصمتة للبشة إذن يتم اختيار وعمل كمــرات رئيســية تربط بين الأعمدة فى الاتجاهين لتحصر بينهما بلاطات مصمتة بأبعاد ٥,٥ × ٧,٥ م وهى بلاطات ذات اتجاهين ومساحتها كبيرة الأمــر الــذى يتطلب تقسيم هذه البلاطات بعمل كمرات ثانوية فى الاتجاه القصــير لها ولتكن (B_1) على محاور كل ٢,٥ متر وكما هو مبين بالشكل (١١-٢٢) لذلك يتم تصميم هذه العناصر كل على حدة كما يلى :

أولاً : تصميم البلاطة اللبشة:

حيث أن البلاطات هى من نوع ذات الاتجاه الواحد (one way slab) بأبعاد ٢,٥ × ٥,٥٠ م وعلــيه فإن الحمل كله يتوزع فى الاتجاه القصير لهذه البلاطات وباعتبار شريحة طولية عرضها ١,٠٠ متر من هذه البلاطة ككمرة مرتكزة على الكمــرات الثانوية (B_1) والكمرات الرئيسية (B_2) ومعرضة إلى إجهاد من أسفل

إلـــى أعلـــى قـــدره هـــو الإجهـــاد الحقـــيقى الواقع على التربة إجهاد التلامس $f_c = 3.92\ t/m^2$ وكما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١١-٢٣):

أى أن الاتجاه الطولى (الاتجاه الرئيسى)



شكل (١١-٢٣)

❀ عزوم الانحناء:

$$M_1 = \frac{f_c \cdot (1.5)^2}{2} = \frac{3.92 \times (1.5)^2}{2} = 4.41\ \text{m.t/m`}$$

$$M_2 = \frac{f_c \cdot (2.5)^2}{12} = \frac{3.92 \times (2.5)^2}{12} = 2.04\ \text{m.t/m`}$$

$$M_3 = \frac{M_1 + M_2}{2} - \frac{f_c \cdot (2.5)^2}{8} = \frac{4.41 + 2.04}{2} - \frac{3.92 \times (2.5)^2}{8}$$

$$= 3.225 - 3.06 = 0.165\ \text{m.t/m`}$$

$$M_{min} = \frac{f_c\ \ell^2}{24} = \frac{3.92 \times (2.5)^2}{24} = 1.02\ \text{m.t}$$

$\therefore$ take $M_3 = M_{min} = 1.02$ m.t/m`

$\therefore$ $M_{max} = 4.41$ m.t/m`

❀ تصميم القطاعات:

$$\therefore \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.361 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} = 23.97\ \text{cm} \quad (\alpha = 0)$$

Sec. 1-1:

take $t = 20$ cm

$$\therefore \quad 18.5 = k_1 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.279 \longrightarrow \alpha = 0.6 \longrightarrow k_2 = 1250$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M}{k_2\ d} = \frac{4.41 \times 10^5}{1250 \times 18.5} = 19.07\ \text{cm}^2/\text{m`} \longrightarrow (\underline{10\ \phi\ 16})\ /\text{m`}$$

<u>*Sec. 2-2*</u>: M = 2.04 m.t/m`

$\therefore \quad 18.5 = k_1 \sqrt{2.04 \times 10^3} \longrightarrow k_1 = 0.41 \quad \longrightarrow k_2 = 1248$

$\therefore \quad A_s = \dfrac{2.04 \times 10^5}{1248 \times 18.5} = 8.84 \ cm^2/m\text{`} \longrightarrow$ (<u>7 ϕ 13</u>) /m`

<u>*Sec. 3-3*</u>: M = 1.02 m.t/m`

$\therefore \quad 18.5 = k_1 \sqrt{\dfrac{1.02 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.58 \quad \longrightarrow k_2 = 1280$

$\therefore \quad A_s = \dfrac{1.02 \times 10^5}{1280 \times 18.5} = 4.31 \ cm^2/m\text{`}$ choose (<u>6 ϕ 10</u>) /m`

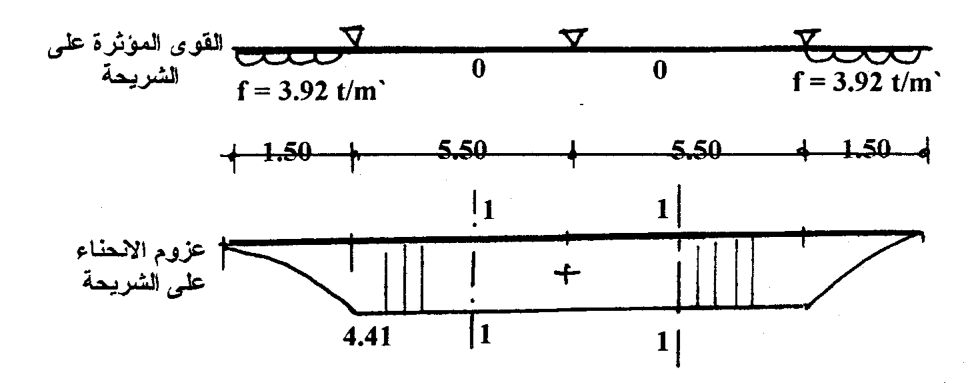
وحيـــث أن سمك البلاطة أكثر من ١٦ سم إذن لا بد وأن يكون حديد تسليحها فى صورة رقتين مع ملاحظة الحد الأدنى وهو :

$A_{s\,min} = 0.0025 \times 18.5 \times 100 = 4.625 \ cm^2/m\text{`}$

i.e. ⟶ (<u>6 ϕ 10 /m`</u>)

❁ <u>الاتجاه الثانوى (القصير):</u>

وذلك بأخذ شريحة عرضها ١,٠٠ متر فى الاتجاه القصير وهى عبارة عن كمـــرة ترتكـــز على الكمرات الرئيسية وذات كابولين فى نهايتها طول كل منهما ١,٠٠ مـــتر ومعرضـــة إلى حمل موزع قدره ٣,٩٢ طن/م٢ على الكابولى فقط بينما البحور الداخلية ليس عليها أحمال حيث البلاطة ذات اتجاه واحد فى الاتجاه الطويل كما ذكرنا أى :



شكل (١١-٢٤)

❁ **عزوم الانحناء:**

$$M_{max} = M_1 = \frac{3.92 \times (1.5)^2}{2} = 4.41 \ \text{m.t/m`}$$

، $\because \quad d = t - c - \phi \cong 17.5 \ \text{cm}$

$\therefore \quad 17.5 = k_1 \sqrt{\frac{4.41 \times 10^5}{100}} \longrightarrow k_1 = 0.263 \quad \longrightarrow k_2 = 1200$

$\therefore \quad A_s = \frac{4.41 \times 10^5}{1200 \times 17.5} = 21.0 \ \text{cm}^2/\text{m`} \longrightarrow$ (<u>11 ϕ 16</u>) /m`

تصميم الكمرات الثانوية:

❁ **تصميم الكمرة الداخلية (B_1) ، الخارجية (B_2):**

الحمل الموزع من أسفل إلى أعلى على الكمرة (B_1)/مَ = المسافة من المحور إلى المحور × قيمة (f_c)

= ٢,٥ × ٣,٩٢ = ٩,٨ طن/مَ

الحمل الموزع من أسفل إلى أعلى على الكمرة (B_2) /مَ = $\left(\frac{2.5}{2} + 1.5\right) \times f_c$ = ١٠,٧٨ طن/مَ

وبفرض (x_1) ، (x_2) هي قيمة رد فعل الكمرة المركزى للكمرات (B_1) ، (B_2) على التوالى وعليه فإن :

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{9.8}{10.78}$$

i.e. $\quad x_1 = 0.91 \ x_2$

وبالتعامل مع الكمرة الرئيسية (B_3) والأحمال الواقعة عليها من أعلى ومن أسفل (ردود الأفعال تعادل الأحمال المؤثرة على الأعمدة فى هذه الكمرة (B_3)).

شكل (١١-٢٥)

$\therefore \quad 2\,x_2 + 8\,x_1 = 120 + 180 + 180 + 120 = 600$

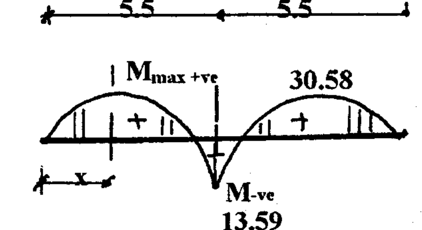
$\therefore \quad 2\,x_2 + 8 \times 0.91\,x_2 = 600$

$\therefore \quad 9.28\,x_2 = 600 \longrightarrow x_2 = 64.66\ (t) \quad ، \quad x_1 = 58.84\ (t)$

وعليه فإنه للكمرة (B_1) ∴ ردود الأفعال الخارجية (R_1) والأوسط يعادل (x_1)

$2\,R_1 + 58.84 = 9.8 \times 11$

$\therefore \quad R_1 = 24.48\ \ (t)$



شكل (١١-٢٦)

❁ عزوم الانحناء:

$M_{max\,(+ve)}$ at zero shear

i.e. $\quad 24.48 = 9.8\,(x) = 0$

$\therefore \quad x = 2.5$ ms

$$\therefore \quad M_{max\,+ve} = R_1 \cdot x - \frac{9.8 \cdot x^2}{2}$$

$$= 24.48 \times 2.5 - \frac{9.8\,(2.5)^2}{2}$$

$$= 30.58\ \ m.t$$

وهذا العزم يسبب شد على السطح العلوى للكمرة.

أقصى عزم انحناء سالب عند الركيزة $M_{max\,-ve}$ at central support

$$\text{i.e.} \quad M_{max\,-ve} = R_1 \times 5.5 - \frac{9.8\,(5.5)^2}{2} = 24.48 \times 5.5 - 148.23$$

$$= 134.64 - 148.23 = -\,13.59\ \ m.t$$

وهذا العزم يسبب شد على السطح السفلى للكمرة عند الركيزة.

❁ تصميم القطاعات الحرجة:

Sec. 2-2: $\quad M = M_{max\,-ve} = 13.59$ m.t , ▯ sec. , $b = 30$ cm

$$\because \quad d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.265\sqrt{\frac{13.59 \times 10^5}{30}} = 56.4\ cm \longrightarrow t = 60\ cm$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{13.59 \times 10^5}{1200 \times 56} = 20.22\ cm^2 \longrightarrow \underline{(6\,\phi\,22)}$$

$$A_s` = 0.2 \times 20.22 = 4.0\ \ cm^2 \longrightarrow \underline{(2\,\phi\,22)}$$

Sec. 1-1: $\quad M = M_{max\,+ve} = 30.58$ m.t

وهــذا القطــاع هو قطاع على شكل حرف ⊥ حيث البلاطة تقع فى منطقة الضغط وبفرض عرض الكمرة يعادل ٣٠ سم.

$\therefore \quad B = b_o + 16\,t_s = 30 + 16 \times 20 = 350$ cm

or $\quad (\quad - \quad) = 2.5 \text{ m}$ $\qquad$ or $\quad \frac{\ell}{3} = \frac{550}{3} = 183.3$

take $B = 183.3 \text{ cm}$

$\because \quad Z = 0.135\sqrt{\frac{M}{B}} = 0.135\sqrt{\frac{30.58 \times 10^5}{183.3}} = 17.4 \text{ cm} < t_s \ (20 \text{ cm})$

$\therefore \quad 56 = k_1\sqrt{\frac{30.58 \times 10^5}{183.3}} \longrightarrow k_1 = 0.43 \longrightarrow f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

, $\quad \alpha = 0 \quad , \quad k_2 = 1250$

$\therefore \quad A_s = \frac{30.58 \times 10^5}{1250 \times 56} = 43.69 \text{ cm}^2$ $\qquad$ $(12\ \phi\ 22)$ mm

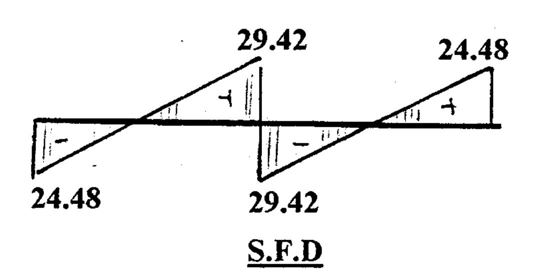
❁ **التحقق من إجهادات القص:**

يتم رسم منحنى (S.F.D) للكمرة (B_1)

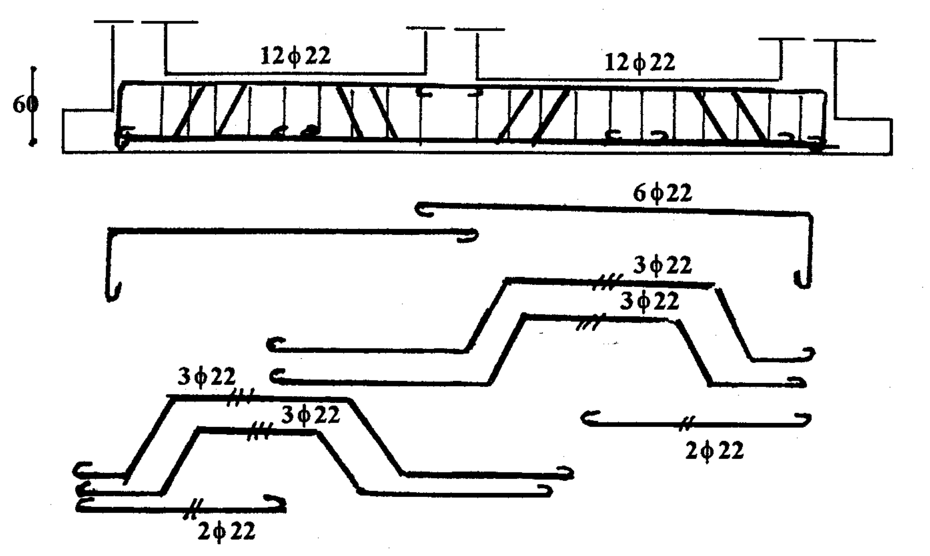
$\therefore \quad Q_{max} = 29.42 \text{ t}$

$\therefore \quad q_{sh} = \frac{29.42 \times 10^3}{0.87 \times 30 \times 56}$

$= 20.1 \text{ kg/cm}^2 < q_2 \ (\text{o.k})$



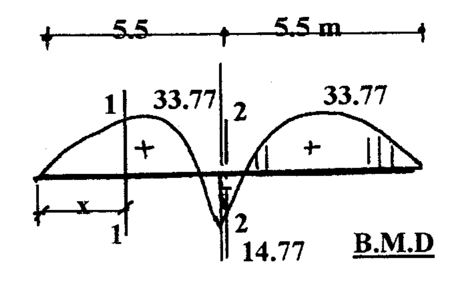
∴ يتم استخدام كانات ٥ ϕ ٨/مَ مع حديد مكسح قدره ٦ ϕ ٢٢ مم وكما هو موضح بالكروكى التالى شكل (١١-٢٧).

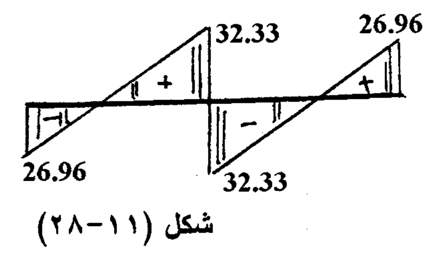


شكل (١١-٢٧) تسليح الكمرة B_1

❀ بالنسبة للكمرة الثانوية (B_2):

رد الفعل الأوسط عليها يعادل $x_2 = 64.66$ (t) وردود الأفعال الخارجية هى (R_2) يتم اتباع نفس الخطوات السابقة فى حالة الكمرة الثانوية (B_1) كالآتى :





شكل (١١-٢٨)

$\therefore \quad 2\,R_2 + 64.44 = 10.78 \times 11$

$\longrightarrow R_2 = 26.96 \;\; (t)$

$\therefore$ عزوم الانحناء:

$M_{max\,+ve}$ at zero shear

i.e. $\quad 26.96 - 10.78\,(x) = 0$

$\therefore \quad x = 2.5$ ms

$$\therefore \quad M_{max\,+ve} = R_2\,(x) - \frac{10.78\,(x)^2}{2}$$

$$= 26.96 \times 2.5 - \frac{10.78 \times (2.5)^2}{2}$$

$$= 67.4 - 33.69 = +\,33.71 \;\; m.t$$

، $\quad M_{max\,-ve}$ at central support

$$= R_2 \times 5.5 - \frac{10.78\,(5.5)^2}{2}$$

$$= 26.96 \times 5.5 - 163.05 = -\,14.77 \;\; m.t$$

تصميم القطاعات الحرجة

Sec. 2-2: Rect. $\quad M = 14.77$ m.t , $\quad b = 30$ cm

$$\therefore \quad d = 0.265\sqrt{\frac{14.77 \times 10^5}{30}} = 58.8 \;\; cm \longrightarrow t = 60 \;\; cm$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{14.77 \times 10^5}{1200 \times 56} = 21.98 \;\; cm^2 \longrightarrow (6\,\phi\,22)$$

$A_s` = (2\,\phi\,19)$

Sec. 1-1: $\quad M = M_{max\,+ve} = 33.71$ m.t , T sec. , $\quad d = 56$ cm

$B = b_o + 16\,t_s \quad$ or $\quad$ or $\quad \dfrac{\ell}{3}$

take min value of $\dfrac{\ell}{3}$

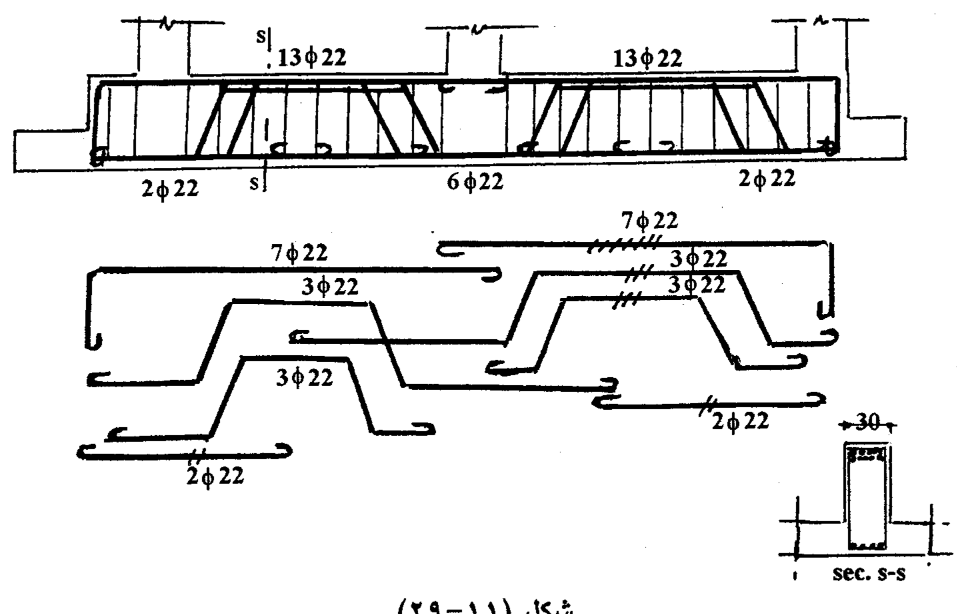
$$B = \frac{5.5}{3} = 183.3 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad Z = 0.135\sqrt{\frac{33.71\times10^5}{183.3}} = 18.31 \text{ cm} < t_s \longrightarrow \text{take } b = B = 183.3 \text{ cm}$$

$$56 = k_1\sqrt{\frac{33.71\times10^5}{183.3}} \longrightarrow k_1 = 0.41 \longrightarrow k_2 = 1250$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{33.71\times10^5}{1250\times56} = 48.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{(13\,\phi\,22)}$$

وعلــيه يــتم تكسيح ٦ ϕ ٢٢ مع كانات ٥ ϕ ٨ /مَ وطبقاً للكروكى التالى (شكل ١١-٢٩).

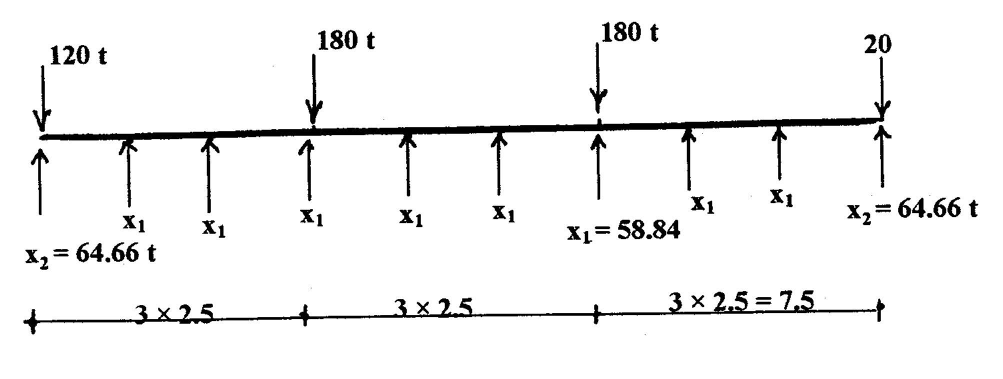


شكل (١١-٢٩)

❁ **<u>تصميم الكمرة الرئيسية المركزية (B_3):</u>**

– ***<u>الأحمال:</u>***

إن هــذه الكمرة معرضة إلى الأحمال الواقعة على الأعمدة من أعلى والتى تتزن مع ردود الأفعال الوسطى (x_1) من الكمرة (B_1) وهى تعادل (t) $x_1 = 58.84$ وردود الأفعــال الوســطى (x_2) مــن الكمرتين (B_2) وهى تعادل (t) $x_2 = 64.66$ كالآتى :



شكل (١١-٣٠)

- يتم رسم (S.F.D) ، (B.M.D) من هذه الأحمال كالآتى شكل (١١-٣١) :

55.34
3.5
+
+
55.34
–
–
65.65
6.97
S.F.D
138.35
129.6
26.25
120.8
–
–
B.M.D

شكل (١١-٣١)

❋ تصميم القطاعات الحرجة:

جميع القطاعات على شكل حرف T حيث أن الشد من أعلى هذه الكمرة وحيث أن القطاع الأوسط هو المعرض لأقصى عزم انحناء (القطاع الحرج) إذن :

$M_{max} = 138.35$ m.t   T-sec.   b = width of col. = 50 cm

$\therefore \quad B = b + 16\, t_s = 50 + 16 \times 20 = 370$ cm

or   -   = 550 cm   or $\frac{\ell}{3} = \frac{750}{3} = 250$ cm

take B = 250 cm

$$\therefore \quad Z = 0.135\sqrt{\frac{138.35\times10^5}{250}} = 31.76 \text{ cm} > t_s$$

$$\frac{t_s}{Z} = \frac{20}{31.76} = 0.63 \quad , \quad \frac{B}{b} = \frac{250}{50} = 5.0 \longrightarrow r = 0.88$$

$B_r = 0.88 \times 250 = 220$ cm

$$\therefore \quad d = k_1\sqrt{\frac{138.35\times10^5}{220}} = 0.361\sqrt{\frac{138.35\times10^5}{220}} = 85.0 \text{ cm}$$

take $t = 100$ cm $\longrightarrow d_{act} = 94$ cm

$$\therefore \quad A_s = \frac{138.35\times10^5}{1237\times94} = 118.98 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{25\,\phi\,25}$$

ويتم وضعها فى عدة صفوف

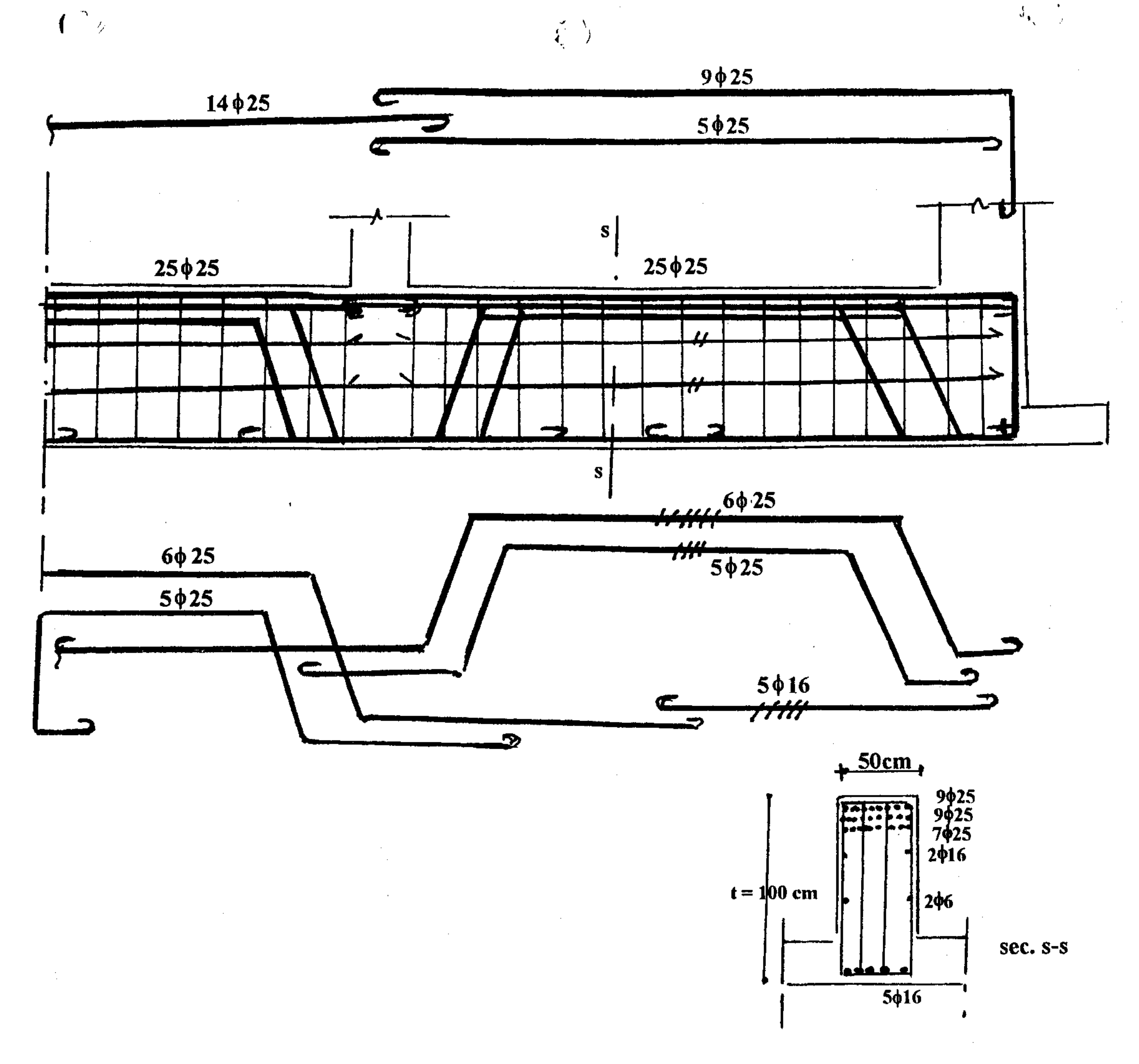
$A_s` = 0.2 \times 118.98 = 23.8$ cm^2 $\longrightarrow 5\,\phi\,25$

على أن يتم أخذ نفس الحديد لباقى قطاعات الكمرة حيث أن العزم كله سالب.

❋ التحقق من القوى القاصة:

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d} = \frac{65.85\times10^3}{0.87\times50\times94} = 16.1 \text{ kg/cm}^2 < 21\ (q_2) \qquad \text{(o.k)}$$

ولكن يلزم حديد تسليح مكسح نظراً لأنها أكبر من ($q_1 = 6$ kg/cm^2) لذلك يتم تكسيح حوالى ١٢ سيخ من الحديد الرئيسى وطبقاً لمنحنى الشد القطرى مع كانات ٥ ϕ ٨ /م ذات أربعة أفرع نظراً لأن عرض الكمرة ٥٠ سم وطبقاً لنموذج التكسيح التالى المبين بالكروكى (شكل ١١-٣٢).



شكل (١١-٣٢) شكل وتوزيع حديد التسليح

١١-٦تشييد وتنفيذ اللبشة المسلحة:

عند تنفيذ وتشييد أساسات اللبشة من الخرسانة المسلحة يجب مراعاة الاشتراطات والبنود التالية :

١- ككل الأساسات الخرسانية المسلحة لا يتم وضعها فوق التربة مباشرة (سواء أكانت التربة مبللة أو جافة) بل يجب صب لبشة من الخرسانة العادية أسفلها وذلك بغرض تسهيل العمل فى الموقع عند رص الحديد ومنع المياه الجوفية من الاختلاط بالخرسانة المسلحة للبشة وغسلها.

٢- فى حالة التربة اللينة المغمورة بالمياه الجوفية عند منسوب التأسيس لا تكون الخرسانة العادية السابق ذكرها كافية لتجهيز الموقع للبشة المسلحة بل يجب فى تلك الحالة استخدام طبقات من تربة الإحلال من الدقشوم المدموك على الناشف أو الزلط أو خليط من الزلط والرمل مع الدمك الجيد بسمك قد يصل إلى ٠,٥ متر وذلك قبل صب الخرسانة العادية وذلك لمنع هروب الخرسانة فى التربة اللينة ولمنع غسل الخرسانة وانفصال مكوناتها بفعل المياه الجوفية مع إهمال طبقة الدقشوم عند حساب قدرة تحمل التربة الطينية اللينة. مع ملاحظة أن طبقات الإحلال لا تكون مؤثرة فى تقليل الإجهادات الواقعة على التربة من الأساسات وذلك فى حالة اللبشة وذلك بالمقارنة بالقواعد المنفصلة التى تكون تربة الإحلال مؤثرة بدرجة كبيرة.

٣- يوصى بزيادة سمك اللبشة المسلحة عند الحواف لحمل الحوائط وأية أحمال أخرى مركزة لتشكل ما يشبه الكمرة فى هذه الحالة.

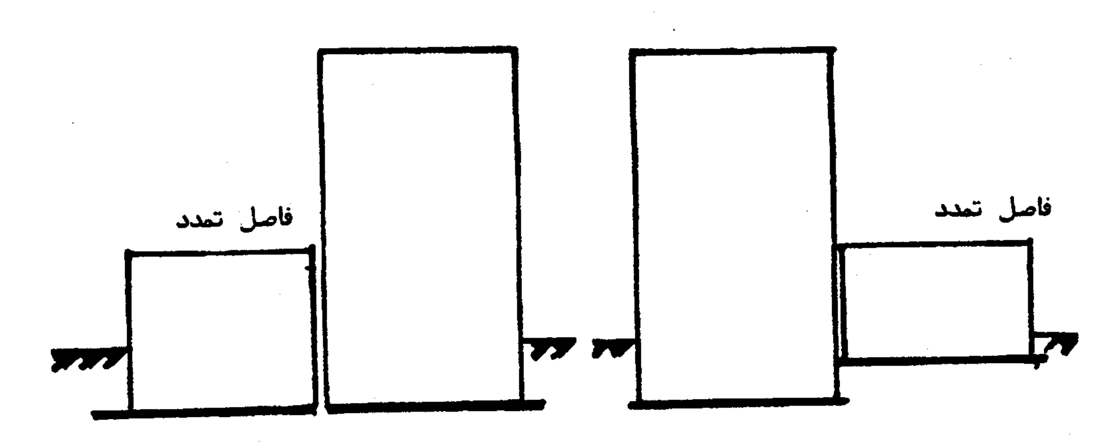
٤- يوصى بضرورة صب الخرسانة الطازجة للبشة فى مساحات صغيرة عادة فى حدود ٦ × ٦ متر ولا تزيد عن ١٠ × ١٠ م وذلك لتقليل شروخ الانكماش مع ضرورة اختيار وصلات الصب بعناية عند أماكن القص المنخفض والتى غالباً ما تكون قرب منتصف البحور بين الأعمدة مع ترك فترة زمنية تقدر بحوالى ٢٤ ساعة بين صب المساحات المتجاورة، كما يجب أن تكون أسياخ التسليح مستمرة

خـــلال الوصـــلة وإذا لزم الأمر يتم عمل وصل للأسياخ بحيث يجب ألا يقل طول الوصلة عن ٥٠ مرة قطر السيخ.

٥- باستخدام الهزازات الميكانيكية وتكثيف الخرسانة حتى تصبح قوية بالدرجة التى تســمح بنقل قوى القص خلال وعبر الوصلات إن وجدت وهو غالباً ما يحدث فى اللبش الخرسانية.

٦- يجـــب ألا يقل محتوى الأسمنت عن ٣٥٠ كجم/م٣ مع استخدام الأسمنت المقاوم للكبريتات حسب الظروف البيئية المحيطة بالخرسانة من تربة ومياه جوفية.

٧- يجب مراعاة عمل فواصل هبوط بين جزئى المبنى أو المبانى المجاورة أو أجزاء المبنى المتباينة فى الارتفاع وذلك بسبب اختلاف الضغط الواقع من أجزاء المبنى علـــى الـــتربة والـــذى يؤدى إلى حدوث هبوط نسبى ومختلف ومتباين بين هذه الأجـــزاء، كما أنه يسمح فى بعض الحالات تغيير منسوب التأسيس لهذه الأجزاء وتـــبعاً لذلـــك فـــإن فواصـــل الهـــبوط هذه يتبعها فواصل تمدد للمنشأ أو الهيكل الخرسانى فوق سطح الأرض كما هو مبين بالشكل (١١-٣٣).



شكل (١١-٣٣) فواصل الهبوط والتمدد للمبانى المتغيرة الارتفاع

الفصل الثانى عشر
الأساسات العميقة
DEEP FOUNDATION

١٢-١ مقدمة وتعريف:

يمكن تعريف الأساسات العميقة بأنها تلك الأساسات ذات العمق الكبير والتى فيها تكـون نسبة عمق الأساس إلى طول ضلعه الأصغر أكبر من ثلاثة $\left(\frac{D_f}{B} > 3\right)$ وبحيث لا يقـل عمـق الأساس (D_f) عن ٤,٠٠ متر حيث (D_f) هو عمق الأساس ويقصد به أقل مسافة بين مستوى التأسيس والمنسوب النهائى لسطح الأرض.

١٢-٢ استخدامات الأساسات العميقة:

بصفة عامة تستخدم الأساسات العميقة فى الحالات التالية :

١- عـندما تكـون الطبقات الملائمة للتأسيس على عمق كبير من سطح الأرض وأن جميع الطبقات التى تعلوها غير صالحة للتأسيس عليها وغير آمنة حيث أنها تفى بمعـادلات الأمـان المطلوبـة من ناحية الإجهادات القصوى أو المسموح بها أو الهبوط للمنشأ.

٢- عـندما تتطلـب الدراسة الاقتصادية هذا النوع من الأساسات وذلك كما هو الحال عـند تعـذر تنفـيذ الأساسات الضحلة أو السطحية لما تتطلبه هذه النوعية من الأساسـات من تخفيض فى منسوب المياه الأرضية لأعماق كبيرة وما يتبع ذلك من مشاكل فى التنفيذ.

٣- فـى المواقـع الـتى تتعرض طبقاتها العلوية للنحر أو للتطهير أو والحفر وذلك ضماناً لسلامة اتزان وأمان المنشأ مستقبلاً.

٤- عندما تتطلب الحالة ضمان وسلامة واتزان المبانى المجاورة عند وأثناء التنفيذ.

٥- فى حالة المنشآت التى تحتاج فى تصميمها لضغط تربة جانبى لاتزانها.

ملحوظة هامة:

هنا يجب التنويه إلى أنه قبل اتخاذ قرار باستخدام أى من أنواع الأساسات العميقة يجب ضرورة عمل دراسة شاملة ووافية للتأكد من أنه لا يمكن التأسيس

على أى نوع من أنواع الأساسات الضحلة وذلك تجنباً للتكاليف الزائدة للأساسات العميقة بالمقارنة بتكاليف الأساسات الضحلة ناهيك عن الصعوبات التى تصاحب عملية تنفيذ الأساسات العميقة.

١٢-٣ أنواع الأساسات العميقة:

توجد عدة أنواع من الأساسات العميقة والتى تتضمن منها الأنواع التالية :

- الخوازيق.
- القيسونات.
- الدعائم.
- الآبار الإسكندرانى.

١٢-٣-١ الخوازيق *(Piles)*:

- هى عبارة عن عناصر إنشائية نحيفة ذات كفاءة تحميل محورى عالية - عادة ما تزيد نسبة طولها إلى قطرها عن حوالى ١٠ $\left(\frac{\ell}{d}>10\right)$ وتتراوح أقطارها ما بين ٣٠ سم ، ١٥٠ سم أو أكثر وأطوالها من ٤,٠٠ متر فأكثر وقد تصل إلى حوالى ٦٠ متر فى بعض الحالات الخاصة وهذه العناصر الإنشائية يتطلب تنفيذها بصفة عامة معدات ميكانيكية مختلفة.
- الخوازيق إما سابقة التصنيع حيث يمكن تثبيتها فى التربة عن طريق الاختراق (إما بالدق أو البرم أو الضغط) أو تنفذ فى مكانها إما بوسائل الحفر والتفريغ أو الدق.

١٢-٣-٢ القيسونات *(Caissons)*:

- هى أساسات ذات مقاسات كبيرة وهى عبارة عن أسطوانية أو صندوقية ذات خلية واحدة أو عدة خلايا لها حوائط من الخرسانة المسلحة أو الصلب أو الحديد الزهر.
- تستخدم القيسونات عادة وسط المسطحات المائية أو تحت منسوب المياه الأرضية لنقل الأحمال الكبيرة من الكبارى والمنشآت المشابهة إلى طبقات التربة أو الصخر الصالح للتأسيس والموجودة على أعماق عميقة.
- تصنع القيسونات جزئياً أو كلياً خارج الموقع (مكان التأسيس) ويتم تثبيتها فى مكانها بالتغويص أو الحفر حيث أنها ترتكز عادة تحت منسوب المياه الجوفية

كما ذكرنا بعاليه حيث يتم الحفر وتنفيذ أجسام هذه القيسونات داخل غرف مفتوحة أو مغلقة قد تكون مزودة بإمكانية التحكم فى ضغط الهواء بداخلها.

١٢-٣-٣ الدعائم:

- وهى أساسات لها مقاسات كبيرة نسبياً تنفذ بالحفر اليدوى أو الميكانيكى ولكن بدون تغويص وتكون بغلاف أو بدون غلاف.
- هذا ويمكن أن يجفف المكان حول الدعائم مع تنفيذها داخل شدات كما فى دعامات الكبارى.
- تصنع الدعائم من كتل حجرية قوية أو خرسانة عادية ذات كفاءة خاصة أو خرسانة مسلحة.

١٢-٣-٤ الآبار الإسكندرانى *(Alexandre Piers)*:

- هى عبارة عن عناصر إنشائية يتم تنفيذها تحت منسوب قاع القواعد المسلحة.
- نسبة طولها إلى قطرها أو ما يكافئه $\left(\frac{\ell}{d} < 10\right)$ والقطر لا يقل بصفة عامة عن ١,٥ م.
- تستعمل محلياً فى المناطق الجافة (عدم وجود مياه أرضية).
- يتم تنفيذ البئر يدوياً وبدون سند للجوانب إلا فى بعض الأحوال النادرة.
- يتم ملئ جسم البئر إما باستخدام خرسانة عادية فقيرة فى الأسمنت أو رمل مثبت أو طبقات مدكوكة من الرمل والزلط.

١٣-٤ اختيار نوع الأساس العميق المناسب:

★ تتم المفاضلة عند اختيار أحد الأنواع السابقة الواردة فى البند (٣) عند ملائمة جميعها كأساسات عميقة على أساس النوع الأكثر اقتصاداً فى التكاليف وفى فترة التنفيذ.

★ وبصفة عامة تكون الأساسات الخازوقية ذات الأقطار العادية (٣٠ - ٦٠ سم) أكثر ملائمة فى حالة الأساسات ذات الحمولات الخفيفة نسبياً والكثيرة العدد، بينما يكون التأسيس على خوازيق التثقيب ذات الأقطار الكبيرة (أكبر من ٦٠ سم) أو القيسونات أو الدعائم أكثر ملائمة للحمولات العالية القيمة والقليلة العدد مثل منشآت الكبارى الرئيسية ذات البحور الواسعة.

١٢-٥ الأساسات الخازوقية:

١٢-٥-١ مقدمة:

إن الوظيفة الأساسية للخوازيق هى نقل الأحمال إلى الطبقات السفلى القادرة على تحمل هذه الأحمال بمعامل أمان كافى وبحيث لا تخل قيم الهبوط المناظرة لحمل التشغيل المنقول إلى هذه الخوازيق بوظائف المنشأ.

١٥-٥-١ تصنيف الخوازيق *(Classification of Piles)*:

يمكن تصنيف وتقسيم الخوازيق إلى عدة أنواع حسب الآتى :

١٢-٥-١-١ بالنسبة لقدرة الخوازيق على مقاومة الأحمال الواقعة عليها:

أ) خوازيق الاحتكاك *(Frication Piles)*:

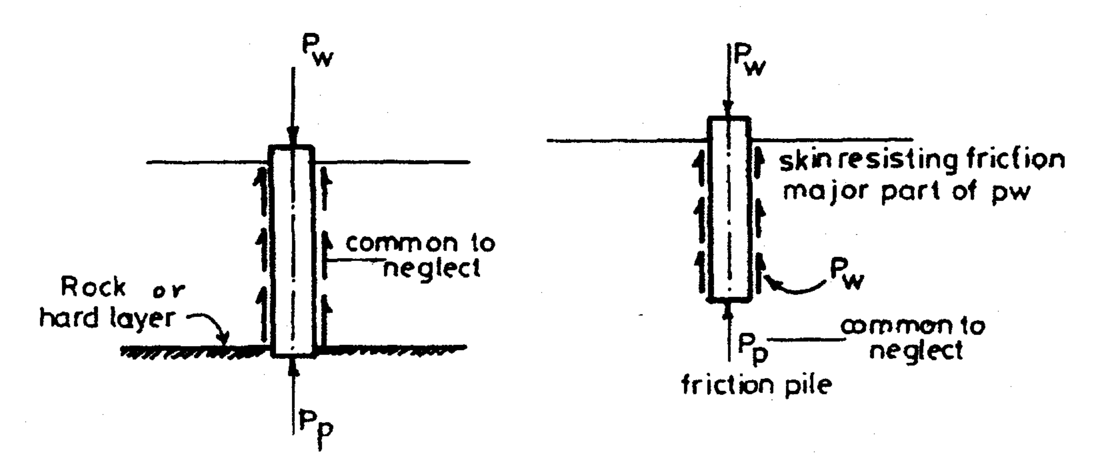
- كما هو معروف فإن جميع أنواع الخوازيق تكتسب قدرتها على الحمل من خلال تضامن كلا من مقاومة الاحتكاك على طول جوانبها الملاصقة للتربة بجانب مقاومتها للارتكاز عند قواعدها أى نقط ارتكازها.
- فى حالة خوازيق الاحتكاك تنتقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خلال الخوازيق عن طريق مقاومتها للاحتكاك للتربة مع إهمال مقاومتها للارتكاز لصغرها بالمقارنة لمقاومتها للاحتكاك، وهذا النوع من الخوازيق غالباً ما يسود فى الخوازيق المنفذة فى طبقات الطين والطمى وكما هو مبين بالشكل (١٢-١).

ب) خوازيق الارتكاز *(End Bearing Piles)*:

وهذا النوع من الخوازيق تنتقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خلال الخوازيق عن طريق مقاومتها للارتكاز على طبقات التربة مع إهمال مقاومتها للاحتكاك لصغرها بالمقارنة بمقاومة الارتكاز، وهذا النوع من الخوازيق غالباً ما يسود فى الخوازيق التى تنتهى فى أو ترتكز على طبقة قوية مثل الزلط أو الرمل الكثيف أو الطين الصلد أو على الصخر.

جـ) خوازيق الاحتكاك والارتكاز معاً:

وهـــى الخوازيـــق التى تنقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى التربة من خـــلال تضامن كلاً من مقاومة الاحتكاك ومقاومة الارتكاز معاً ويسود هذا النوع فى الخوازيق التى تنفذ خلال طبقات الطين والطمى والرمل المتوسط المقاومة.



شكل (١٢-١) خوازيق الاحتكاك وخوازيق الارتكاز

١٢-٥-١-٢ *بالنسبة لطريقة الإنشاء:*

يمكن تقسيم الخوازيق بالنسبة لطريقة إنشائها إلى نوعين رئيسيين.

i - الخوازيـق المنشـأة بطـريقة الإزاحـة بـالاختراق *(Driven piles)* (بالدق - بالضغط - بالبرم):

وهـــذا الـــنوع مـــن الخوازيـــق يـــنفذ عادة بثقب الأرض بالعمق والقطر المطلوبيـــن بواسطة دق مواسير من الحديد ثم ملئ هذا الثقب بالخرسانة أو دق خوازيق خرسانية مسلحة سابقة التجهيز أو سابقة الصب فى التربة.

ii - الخوازيق المنشأة بالتثقيب (بالتفريغ):

ينفذ هذا النوع من الخوازيق بعمل حفرة فى الأرض للمنسوب المحدد من قـــبل ويشـــغل الخازوق ألفراغ الناتج عن التربة المستخرجة أو بالحفر البريمى المستمر.

١٢-٥-١-٣ بالنسبة لنوع مادة الخازوق:

توجد أنواع مختلفة للخوازيق طبقاً لنوع مادة الخازوق تتلخص فى الآتى:

أ) الخوازيق الخشبية:

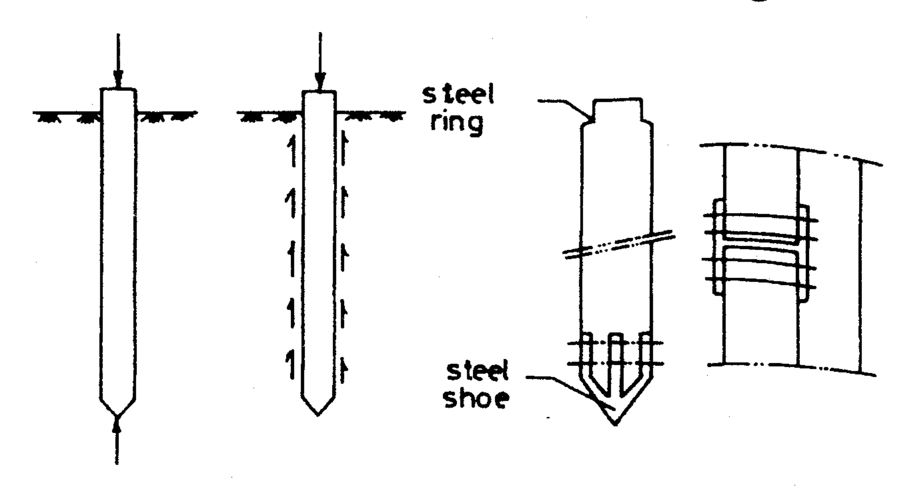
- غالباً ما تستخدم الخوازيق الخشبية فى مصر فى أعمال الدمسات أو كدعامات لحماية المنشآت المائية ونادراً ما تستخدم كأساسات فى أعمال المبانى. ولا يجوز استعمال الخوازيق الخشبية تحت المنشآت التى تبعث منها الحرارة الشديدة كالأفران حيث أنها حساسة للحرارة.
- عند استخدام الخوازيق الخشبية فى المنشآت المائية فإنها تكون معرضة للتلف من جراء تعرضه لهجوم الأحياء المائية أو الحريق ولذلك يجب حمايته بالمعالجة المناسبة بالدهان أو الحقن وذلك لزيادة عمره الافتراضى. ويجب فحص الخوازيق عند اختيارها وقبل معالجتها واستبعاد الخوازيق التى بها عيوب.
- يفضل ألا تقل نسبة الرطوبة بالخوازيق الخشبية عن ٢٠% وألا تزيد عن ٥٠%.
- أن يكون خشب الخوازيق من النوع الجيد مثل الخشب العزيزى.
- يجب أن تتراوح أبعاد قطاعات الخوازيق الخشبية من ١٥ سم إلى ٥٠ سم (قطر الدائرة أو الضلع المربع) وقد يصل طول الخازوق منها إلى ٢٠ متر على أن يكون قطاعها منتظماً أو مسلوباً، هذا ويجب ألا يقل قطر الخوازيق الدائرية عن ١٥ سم عند أسفلها وعن ٢٨ سم على بُعد ٦٠ سم من قمتها العليا بعد إزالة الأجزاء الزائدة منها. أما إذا كانت الخوازيق مربعة المقطع وجب ألا يقل مقطعها عن ٢٥ × ٢٥ سم على كامل طولها.
- يجب أن يزود أسفل الخازوق بكعب مدبب من الحديد أو الصلب وأن يوضع طوق من الصلب حول رأس الخازوق للمحافظة عليه أثناء عملية الدق (شكل ١٢-٢).
- يمكن زيادة طول الخازوق الخشبى بوصله بأطوال أخرى من نفس المقطع على أن يتم عمل الوصلة من قطاعات معدنية أو خشبية بمقاسات مناسبة بحيث تتحمل الإجهادات التى تتعرض لها بأمان تام.

- يجب ألا تتعدى الإجهادات فى مقطع الخازوق الناتجة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الخشب المستعمل وفقاً لما هو وارد فى الجدول التالى (١٢-١) مع مراعاة أخذ تأثير الانبعاج إن وجد فى الاعتبار، مع مراعاة أن سعة تحمل الخوازيق الخشبية غالباً تتراوح ما بين ١٥ - ٢٥ طن لحالات التربة العادية.

جدول (١٢-١) إجهاد التشغيل المسموح به للضغط للخشب فى اتجاه موازى للألياف

نوع الخشب المستعمل كخازوق	الجهد المسموح به (كجم/سم٢)
الخشب العزيزى (Pitch Pine) أو ما يماثله	٤٠
الخشب البلوط (Oak) أو ما يماثله	٥٤

- هـذا وتجدر الإشارة إلى أنه يتم توريد الخوازيق الخشبية للموقع بأطوال تـزيد على الأطوال المقدرة بتقرير الجسات وخوازيق التجربة بما لا يقل عن ٥٠ سم، وبعد دقها تزال منها الأطوال الزائدة أو التى تكون قد تأثرت بالدق.



شكل (١٢-٢) كيفية وصل الخوازيق الخشبية وتجهيزها بتثبيتها بكعب وطوق

ب) الخوازيق الحديدية:

- وهـذا النوع من الخوازيق من الحديد فقط وهى من الصلب المدرفل ذات قطاعات على شكل (H) أو على هيئة قضبان مربعة أو مستطيلة أو وذات

قطـــاع مستدير (ماسورة مفتوحة أو مسدودة من نهايتها السفلى) وتشمل كذلك هذه الخوازيق ما يسمى بالخوازيق البريمية.

- من مميزات هذا النوع من الخوازيق أنها ذات متانة عالية ويمكن لحامها قـــبل أو أثناء تنفيذها ولكن من عيوبها أنها تتعرض للصدأ ومن ثم للتآكل خصوصـــاً الجـــزء الذى به الهامة مباشرة عندما تكون التربة مفككة غير متماسكة أو فى الجزء من التربة قرب الحد الفاصل بين الماء والهواء.

خوازيق الصلب المدرفل:

- تكـــون قطاعـــات هـــذه الخوازيـــق إمـــا مســـحوبة (Rolled) أو مركبة (Composite) ومصـــنوعة خصيصـــاً لتستعمل كخوازيق حاملة وغالباً ما يكـــون القطـــاع على شكل حرف (H) من النوع العريض [عرض وسمك الشفة والعصب متماثلين].
- هـــذا ويجب العناية بضرورة تقوية نهاية الخازوق السفلى لمنع كسرها أو تغيير مسارها أثناء الدق وذلك فى الأرض شديدة الصلابة.
- يستخدم هذا النوع غالباً كحوائط ساندة وفى أعمال الكبارى كدعامات.

خوازيق حديدية ذات مقطع مستدير (مواسير):

- وهـــذا النوع من الخوازيق عبارة عن مواسير حديدية ذات مقطع مستدير بأقطـــار وتخانات متعددة يمكن أن يصل قطر الماسورة فى الخوازيق ذات القطـــاع المفـــتوح إلـــى ثلاثة أمتار وسمك جدارها إلى ٧٥ مم فى حالة استخدامها فى المنشآت المائية.
- غالـــباً ما تصنع مثل هذا النوع من الخوازيق باللحام على أن يتم دقها فى التربة إما بنهايات مفتوحة أو نهايات مسدودة، وبصفة عامة يتم ملئ هذه المواسير بالخرسانة.

الخوازيق البريمية:

- وهـــى عـــبارة عـــن خوازيق ذات قطاع مستدير مزودة بحلزون من لوح صـــلب ملحـــوم حول أسفل الماسورة وغالباً ما تستخدم فى أنواع التربة الضـــعيفة، والغرض من الحلزون هو زيادة مساحة التحميل بما يزيد من سعة تحميل الخازوق.

✿ الاحتياطات الواجب مراعاتها فى الخوازيق الحديدية:

١- يجب حماية الخوازيق بطلائها ودهانها بطريقة مناسبة أو زيادة مساحة مقطعها لتعويض ما ينتظر أن يفقد بالتآكل وذلك فى الحالات التى من المحتمل أن تتعرض لها الخوازيق الحديدية بتآكلها بفعل التربة حولها أو بفعل المياه الأرضية.

٢- يجب أيضاً حماية الخوازيق إما بالتأثير عليها بتيار سالب (معاكس) أو بزيادة مقطعها لتعويض الفقد فيه وذلك فى الحالات التى من المحتمل أن تتعرض الخوازيق الحديدية لتآكل نتيجة لتأثير تيارات كهربائية.

٣- يجب ملئ المواسير الحديدية (خوازيق المواسير) الدائرية بالخرسانة بعد إدخالها فى الأرض.

٤- يجب ألا تتعدى الإجهادات فى مقطع الخازوق الناتجة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الحديد المستعمل وفقاً للكود المصرى للمنشآت والكبارى المعدنية مع مراعاة تأثير خاصية الإنبعاج إن وجدت وذلك طبقاً لما هو وارد فى الجدول (١٢-٦).

٥- يمكن زيادة طول الخازوق الحديد وذلك بوصله بأطوال أخرى من نفس نوع مادة ومقطع الخازوق على أن يتم تصميم الوصلة بحيث تتحمل إجهادات الرفع والنقل والدق والأحمال النهائية الواقعة على الخازوق بأمان تام.

٦- فى حالة ملئ المواسير الحديدية بالخرسانة واشتراك الخرسانة هذه فى مقاومة الأحمال الواقعة على الخازوق يجب ألا يقل محتوى الأسمنت فى الخرسانة عن ٣٥٠ كجم/م٣ مع مراعاة الاشتراطات الخاصة الواردة فى الخوازيق الخرسانية.

٧- بالإضافة إلى ما سبق يجب مراعاة الآتى بالنسبة للخوازيق البريمية :

- يجب حساب قوة تحمل الخوازيق البريمية عن طريق الارتكاز فقط.
- يجب تصنيع البريمة من الحديد الزهر أو الصلب الملحوم ويمكن تصنيع جسم الخازوق من الصلب الطرى وطبقاً للمواصفات الخاصة لكل نوع.
- عند استخدام الخرسانة المسلحة فى الخوازيق البريمية يجب مراعاة الاشتراطات الخاصة بالخرسانة الواردة تحت بند الخوازيق الخرسانية.

جـ) الخوازيق الخرسانية:

وهـذا الـنوع مـن الخوازيق يمكن تقسيمه إلى النوعين السابق الإشارة إلـيهما فـى البـند ٥-١-٢ حسـب طريقة تنفيذهما وبناء على ذلك يتم تقسيم الخوازيق الخرسانية إلى ما يلى :

i - *الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها (Driven Cast-in-place Piles):*

يـتم هـذا الـنوع عن طريق دق مواسير من الحديد ذات نهاية مقفلة أو مفـتوحة وذلك بعمل ثقب فى الأرض حتى العمق المطلوب ثم يتم ملئ هذا الثقب بالخرسـانة وهذا النوع ينقسم إلى نوعين رئيسيين: أحدهما تترك فيه الماسورة فـى الأرض وتملـئ بالخرسانة والآخر تسحب فيه الماسورة خارجاً أثناء صب الخرسانة.

١- الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها باستعمال ماسورة مؤقتة:

وفى هذا النوع يتم دق الماسورة ذات النهاية المقفلة أو المفتوحة.

❀ *فى حالة الماسورة ذات النهاية المقفلة:*

تكون الماسورة مسدودة بكعب حديدى (مسطح أو مخروطى الشكل) يترك فى الأرض عند سحب الماسورة وهذا بدوره يعمل على بقاء الماسورة نظيفة من التربة والمياه. يتم الدق على الماسورة حتى تصل إلى العمق المطلوب ثم يبدأ فى إنـزال قفص حديد التسليح وتصب الخرسانة بينما تسحب الماسورة على أن يتم تكثيف الخرسانة بأى طريقة مناسبة.

❀ *فى حالة الماسورة ذات النهاية المفتوحة:*

يـتم عمـل سدادة داخل الماسورة من خليط من الزلط والرمل والأسمنت المحـتوى علـى نسبة قليلة جداً من الماء، ويتم إنزال الماسورة باستعمال دقاق (مطـرقة) علـى السدادة وعند الوصول إلى عمق التأسيس تدفع السدادة خارج

الماســورة لــتكون ركيزة متضخمة (enlarged base) أسفل الماسورة ويتم ذلك عــن طــريق الــدق الشــد على السدادة مع إضافة خرسانة جافة. عندئذ يوضع القفــص الحديدى الذى يلتحم بالركيزة السفلى بأن يوضع قليل من المونة تضغط بالدقاق (المطرقة) ثم يتم سحب الماسورة بينما الخرسانة بداخلها. وأثناء السحب والصــب يجب ضغط الخرسانة بالدقاق. وفى قليل من الأحيان يتم دق الماسورة داخــل الأرض بواسطة دقاق ويتم تفريغ التربة داخلها ثم تصب الخرسانة داخل الماسورة أثناء سحبها من الأرض.

٢- الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها باستعمال ماسورة دائمة:

وهــذا النوع من الخوازيق يتم تنفيذه عن طريق دفع ماسورة فى تجويف منشــأ مســبقاً فى الأرض أو دق المساورة فى الأرض. يمكن استخدام ماسورة مفــتوحة فــى نهايــتها والــتى يــتم دفعها فى الأرض بواسطة دقاق من أعلى الماسورة، وفى هذه الحالة يجب ضرورة تنظيف الماسورة تماماً من التربة التى تملؤها. كما يمكن استخدام ماسورة مسدودة فى نهايتها تدفع عادة بواسطة دقاق يعمــل داخــل الماســورة بالدق على قاعدتها المصنوعة من الصلب ذى السمك المناسب لتحمل إجهادات الدق مع ملاحظة ضرورة الاعتناء بتصميم الاتصال بين القــاعدة وأســفل الماســورة لضــمان عــدم حدوث انفصال بين القاعدة وجسم الماسورة أو تسرب المياه الأرضية داخل الماسورة.

يــتم صنع الماسورة من أحجام وأشكال مختلفة مثل القطاع الثابت المقطع أو القطــاع المتدرج المسلوب ويمكن أن يصل طول الماسورة إلى ٤٠ متر حسب المعــدات المســتخدمة. وفى حالة الحاجة إلى أطوال أكبر يمكن لحام أجزاء مع بعضها أو استعمال وصلات خاصة.

❁ *الاشتراطات الواجب مراعاتها فى الخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها:*

١- عــند عمل وتنفيذ خوازيق خرسانية مصبوبة فى مكانها باستعمال مواسير مــن الصــلب مســدودة بكعب فى أسفلها - يجب أن يصمم الكعب بحيث يســتطيع مقاومــة المــواد الصلبة التى قد تعترضه وأن يثبت هذا الكعب

بطريقة تضمن عدم انفصاله عنها أثناء الدق وعدم تسرب المياه الأرضية إلى المواسير.

٢- عند عمل وتنفيذ خوازيق مصبوبة فى مكانها باستعمال مواسير من الصلب مفتوحة فى نهايتها - يجب التأكد فى هذه الحالة من عدم حدوث فوارق للتربة قبل البدء فى صب الخرسانة الخاصة بالخوازيق كما يجب التأكد من نظافة الماسورة من الداخل.

٣- يجب التأكد من ملئ الخرسانة لكامل حجم الخازوق خاصة فى الأنواع التى تسحب فيها المواسير وذلك بالملاحظة الدائمة أثناء التنفيذ لكمية الخرسانة المستعملة مع مقارنتها بالحجم النظرى لفراغ الخازوق.

٤- يجب أن يتم صب الخرسانة داخل المواسير بطريقة لا تنفصل بها مكونات الخرسانة. وقبل سحب الماسورة إلى أعلى يجب أن يكون ارتفاع الخرسانة داخلها كافياً لمنع دخول التربة والمياه الأرضية واختلاطها بالخرسانة.

٥- فى حالة الخوازيق الخرسانية المنفذة بطريقة الدق والتى ينتج عنها إزاحات حجمية كبيرة تسبب حركة رأسية لأعلى (heaving) للخوازيق المجاورة يجب ضرورة رصد منسوب أعلى الخوازيق التى تم تنفيذها دورياً وإعادة الدق عليها مع إضافة خوازيق أخرى إذا تطلب الأمر ذلك.

٦- فى حالة الخوازيق الخرسانية المنفذة بطريقة الدق يجب مراعاة عدم دق خازوق على مقربة من خازوق آخر لم تتصلد خرسانته بعد لتلافى حدوث انبعاج فى جسم الخازوق السابق دقه وخروج خرسانة منه للتربة. وغالباً ما تتوقف المسافة الآمنة بين الخازوق الجارى دقه وأقرب خازوق لم تتصلد خرسانته بعد على حجم التربة المزاحة أثناء تنفيذ الخوازيق. وكقاعدة عامة يفضل ألا تقل هذه المسافة عن خمس مرات قطر الخازوق.

٧- يجب ألا تقل كمية ومحتوى الأسمنت فى الخوازيق عن ٣٥٠ كجم/م٣ من الخرسانة وبحيث لا تقل مقاومة المكعب القياسى للضغط بعد ٢٨ يوماً فى الموقع عن ٢٢٥ كجم/سم٢.

٨- يجب أن تكون الخرسانة المستخدمة فى الخوازيق ذات قابلية تشغيل تناسب طريقة الصب والتكثيف وتكوين شكل الخازوق وذلك بالتحكم فى نسبة الماء إلى الأسمنت فى الخلطة والتصميم الجيد لها.

٩- يجب تسليح الجزء العلوى من الخوازيق أو تسلح بكامل طولها طبقاً للتصميم وخواص التربة. وفى جميع الحالات يسلح الجزء العلوى للخازوق بطول لا يقل عن ٤ أمتار بخلاف طول الخازوق الواقع أعلى سطح الأرضى على ألا تقل نسبة حديد التسليح عن ٠,٦ % من مساحة المقطع الخرسانى للخازوق، مع ضرورة إستخدام وسيلة مناسبة للاحتفاظ بحديد التسليح فى مكانه أثناء عملية الصب مع الاحتفاظ أيضاً بسمك الغطاء الخرسانى والذى يتراوح ما بين ٥ - ٧ سم (لا يقل عن ٥ سم). كما يجب ضرورة عمل تقفيصة الحديد بالموقع للتأكد من أن أسياخ الحديد مربوطة بكانات ملحومة لا تقل المسافة بينهما عن ١٥ سم حتى لا تعوق صب الخرسانة.

١٠- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به للخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥ سم أو (١/١٠) القطر المكافئ أيهما أكبر - مع ضرورة مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة بعد الترحيل. وإذا زاد الترحيل الفعلى عن ذلك يجب إعادة دراسة التصميم طبقاً لقيمة الترحيل الفعلى.

١١- يجب دق ماسورة الخازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ الخازوق بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة الانحراف عن نسبة (٢ : ١٠٠) بحيث لا يتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة إلى رأسه عن نصف قطره على أن يقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل. وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يعاد تنفيذ الخازوق مع عمل التعديل اللازم فى القاعدة والشدادات لرؤوس الخوازيق.

ii - *الخوازيق الخرسانية سابقة الصب أو التجهيز:*

- وهذا النوع من الخوازيق يكون إما من الخرسانة المسلحة تسليحاً نمطياً أو الخرسانة سابقة الإجهاد (Prestressed) ويتم تنفيذها بالدق.

- القطاعـــات الشـــائعة لهـــذه الخوازيـــق هى المربعة والدائرى والسداسى والثمانى.
- تتمـــيز هـــذه الخوازيـــق بإمكـــان تصنيعها فى أطول طويلة بشرط توافر المعـــدات اللازمـــة لرفعها ونقلها ودقها كما يمكن الحصول على خوازيق طويلـــة عن طريق استخدام الوصلات الملحومة أو الميكانيكية أو وصلات الأشـــاير أو بالقمصـــان، علـــى أن تكون هذه الوصلات آمنة وقادرة على تحمـــل الإجهـــادات الناتجة من الدق والأحمال المنقولة إليها بما فى ذلك إجهادات الشد والإنحناء.
- يـــتم تصـــنيع هذه الخوازيق بمختلف الطرق مثل الصب الأفقى أو الرأسى والشـــدات المنزلقة ويمكن أن تزود بمواسير مدفونة لضخ المياه لتسهيل عملية دقها أو التفتيش عليها فى حالة وجود ما يستدعى ذلك.

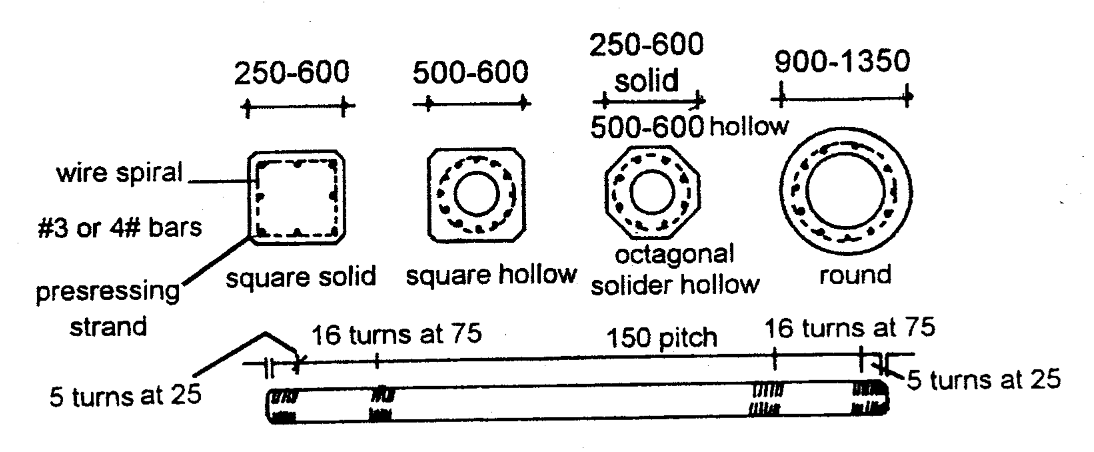
۞ الخوازيق الخرسانية سابقة الصب والمسلحة تسليحاً غطياً:

- يـــتم تصـــنيع وتنفيذ هذا النوع من الخرسانة وتسلح بواسطة قفص حديد مكـــون من أسياخ طولية ومحاطة بكانات دائرية أو حلزونية مع ضرورة تكثيف الحديد فى نهايتى الخازوق ليقاوم إجهادات الدق.
- يجـــب ضرورة الاعتناء بتصميم وتنفيذ وتخزين ونقل ودق هذا النوع من الخوازيـــق لـــتفادى أى نـــوع مـــن أنواع الشروخ الغير مقبولة حيث أن الشروخ البسيطة لا يمكن تفاديها، وبصفة عامة لا يسمح بشروخ عرضها أكبر من ٠,١٥ مم حيث تعتبر مقبولة حتى هذا الحد.

۞ الخوازيق الخرسانية سابقة الصب وسابقة الإجهاد:

- مـــثل صناعة أى خرسانة سابقة الإجهاد فإنه يستعاض عن حديد التسليح الـــنمطى بقوائم حديدية أو أسلاك مشددة وغالباً ما يكون هذا التسليح قبل أو بعـــد صب الخرسانة (Pre or Post Tensioned Steel) حيث يؤدى شد الحديد إلى زيادة قوة تحمل الخرسانة لكل من إجهادات النقل والدق وذلك بجعل الخرسانة تحت إجهاد ضغط مستمر.

- يجـــب إســـتخدام خرسانة وحديد شد ذو مقاومة عالية وطبقاً لاشتراطات الخرسانة سابقة الإجهاد.
- إن عملية سبق الإجهاد غالباً ما يؤدى إلى إطالة عمر الخرسانة المدفونة مـــع تقلـــيل نفاذيـــة الخرسانة للمياه مما يزيد من فاعلية هذا النوع من الخوازيق عند استعماله فى وسط من مياه بحرية بالإضافة إلى تقليل وزن الخازوق نفسه وتقليل الشروخ أثناء عمليات النقل والمناولة والدق ويبين الشكل (١٢-٣) نماذج نمطية للخوازيق سابقة الإجهاد.



شكل (١٢-٣)

۞ الاشتراطات الواجب توافرها فى الخوازيق سابقة الصب:

١- يجب أن يصمم مقطع الخازوق وتسليحه بأمان تام بحيث يقاوم الإجهادات الناتجة عن كل من المناولة والنقل والدق والتحميل والانبعاج.

٢- تتراوح الأقطار المكافئة لهذه الخوازيق للقطاع المستعمل من ٢٥ سم إلى ٥٠ ســم. وفـــى الخوازيق التى يزيد مساحة مقطعها عن ٤٠ × ٤٠ سم يفضـــل عملهـــا ثمانـــية الشكل كما يفضل عمل زاوية مشطوفة فى أركان الخوازيق المربعة.

٣- يجـــب ألا تقل مساحة حديد التسليح الطولى للخازوق (صلب طرى عادى) بالنسبة إلى مساحة مقطعه عما يلى :

١,٢٥ % إذا لم يتعد طول الخازوق ٣٠ مرة القطر.
١,٥٠ % إذا كان طول الخازوق يتراوح ما بين ٣٠ إلى ٤٠ مرة القطر.
٢,٠٠ % إذا زاد طول الخازوق على ٤٠ مرة القطر.

٤- يجب أن تكون أسياخ الحديد الطولى فى الخازوق موزعة على المقطع بانتظام ومتساوية فى الطول وأن تمتد داخل كعب الخازوق وأن تكون نهاياتها العليا فى مستوى واحد عمودى على محور الخازوق على ألا تقل أقطار الحديد عن ١٦ مم.

٥- يجب أن يكون سيخ التسليح الطولى كامل قطعة واحدة من كعب إلى رأس الخازوق وإذا لزم يتم عمل وصلات طبقاً لأسس وتصميم وشروط تنفيذ الخرسانة المسلحة.

٦- يجب أن يتم ربط التسليح الطولى للخازوق بتسليح عرضى (كانات) بحيث يكون كل سيخ مربوط بكانات طبقاً لما يلى :

أ) يجب ألا يقل الحجم الكلى للتسليح العرضى عن ٠,٢٥ % من حجم الخازوق.

ب) ألا تزيد المسافة بين الكانات على أصغر القيم التالية :
- نصف قطر مقطع الخازوق المكافئ.
- عشرون سنتيمتراً.

٧- يجب أن تتقارب الكانات عند كل من رأس وكعب الخازوق لمسافة لا تقل عن ثلاثة أمثال قطر الخازوق وذلك لمقاومة جهود الدق، بحيث يكون حجم التسليح العرضى فى كل من الطرفين مساوياً ٠,٦% من حجم الجزء الذى يشغله ثم تزداد المسافة بين الكانات تدريجياً فى طول يساوى ثلاثة أمثال قطر الخازوق حتى تصل إلى المسافات المذكورة فى الفقرة السابقة.

٨- يجب ألا يقل الغطاء الخرسانى لحديد التسليح عن ٤,٠٠ سم فى الأحوال العادية وعن ٧,٠٠ سم إذا تعرضت الخوازيق لمياه ملحية أو لمؤثرات ضارة بالخرسانة.

٩- يجب أن يزود طرف الخازوق السفلى بكعب معدنى مخروطى عند دق الخوازيق فى الحجر أو الزلط الخشن أو أى طين مخلوط بحصى أو أى نوع من التربة يسبب أضراراً بخرسانة نقطة ارتكاز الخوازيق السفلية.

١٠- يجب أن يضاف إلى الطول المحسوب للخازوق طول آخر مساو لما سوف يتم تكسيره من الخرسانة فى الجزء العلوى الذى يتعرض للتشقق بفعل عملية الدق أو لما يتطلبه من ربط حديد تسليح الخازوق بالهامة على ألا يقل هذا الطول عن ٨٠ سم أو ٥٠ مرة قطر أسياخ التسليح الطولى أيهما أكبر.

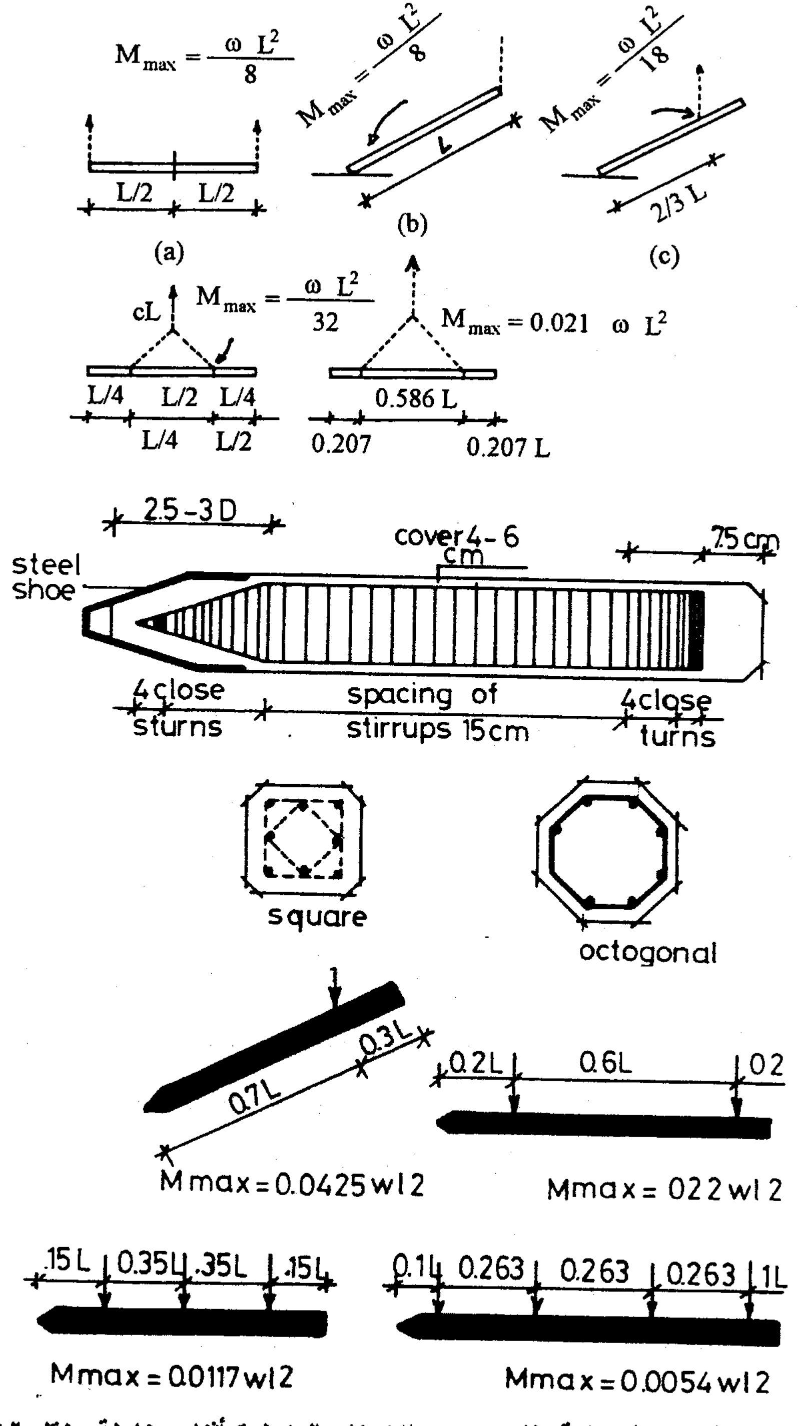
١١- يجب دق الخازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة انحراف كعب الخازوق عن الرأس عن نسبة ٢ : ١٠٠ بحيث لا يتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة إلى رأسه عن نصف قطره، ويقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل. وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يجب إلغاء الخازوق مع عمل بديل له بالإضافة إلى عمل التعديل اللازم فى الهامة والشدادات لرءوس الخوازيق.

١٢- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به لرأس الخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥٠ مم مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة وإذا زاد الترحيل عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً للترحيل الفعلى.

١٣- يجب ضرورة رصد مناسيب رؤوس الخوازيق المنفذة لاحتمال ارتفاع الخازوق عن مكانه أثناء دق الخوازيق المجاورة. وإذا حدث ارتفاع لخازوق ما يجب إعادة دقه لتعويض مسافة ارتفاعه وللوصول إلى العمق المناسب فى التربة المقاومة.

١٤- يجب مراعاة الآتى فى عمليات رفع ونقل ومناولة الخوازيق الخرسانية السابقة الصب :-

- فى الخوازيق القصيرة (أقل من ١٢,٠٠ متر) يتم رفع الخازوق من إحدى نهايتيه - شكل (١٢-٤) وفى هذه الحالة يتم اعتبار وتصميم الخازوق ككمرة تحمل وزنها كحمل ميت موزع بانتظام على كامل طوله.
- فى الخوازيق الطويلة (أكبر من ١٢,٠٠ متر) يتم رفع ونقل الخازوق من خلال نقطتين أو ثلاثة أو أربعة محددة المسافات والأبعاد على كامل طول الخازوق وذلك بغرض تقليل أقصى عزوم انحناء متولدة فى الخازوق أثناء هذه العملية وبالقيم الموضحة بالشكل (١٢-٤).



شكل (١٢-٤) كيفية نقل وعزوم الانحناء المتولدة أثناء مناولة ونقل الخوازيق السابقة الصب

iii – *الخوازيق الخرسانية المنشأة بالتثقيب (بالتفريغ):*

- يتم تنفيذ هذا النوع من الخوازيق بعمل حفرة فى الأرض للمنسوب المحدد من قبل المصمم ويشغل الخازوق الخرسانى الفراغ الناتج عن التربة المستخرجة.
- يتم تنفيذ خوازيق التثقيب بأقطار تصل إلى ٢,٠٠ متر وأطوال قد تزيد عن ٥٠ متر.
- يجب مراعاة ما يلى عند عمل الحفرة :
  - أن تظل جدران الحفرة ثابتة غير منهارة ويتحقق ذلك إما بإنزال ماسورة مؤقتة أو دائمة – أو بملىء الحفرة بمستحلب البنتونيت – أو بضخ الخرسانة أو المونة أثناء تفريغ التربة.
  - يجب ضرورة منع فوران التربة الرملية عند قاع الحفر وذلك بملىء الحفرة بالمياه استعمال ماسورة دائمة أو مؤقتة (Casing) أو بملىء الحفرة بمستحلب البنتونيت لمنسوب كافى يعلو منسوب المياه الأرضية لتوليد ضاغط مائى داخل الثقب يمنع الفوران بصفة دائمة كما يجب فى نفس الوقت اتباع أسلوب للحفر لا يحدث تخلخلاً فى تربة قاع الثقب.
  - فى حالة استخدام طرق أخرى مستحدثة فى عمل الحفرة يجب التأكد من فاعلية هذه الطرق بالنسبة للمحافظة على ثبات جوانب وقاع الحفر أثناء عملية الحفر وحتى الانتهاء من تنفيذ الخازوق.
- هناك نوعان رئيسيان لأسلوب الحفر والصب هما :

أ) الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب.

ب) الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ أثناء الصب ويطلق عليها طريقة الحفر البريمى المستمر (Continuous Flight Auger).

أ) الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب:

- يستخدم هذا النوع وهذه الطريقة فى حالة التربة المسامية الحاملة للمياه أو التربة الرخوة حيث فى هذه الحالة يجب الاستعانة بماسورة سواء مؤقتة أو دائمة لسند جوانب الحفر، على أن يتم إنزال الماسورة أثناء عملية الحفر بلفها بحركة دائرية ترددية حول محورها (oscillating) مع استخراج التربة التى بداخلها بواسطة الكباش أو أى طريقة أخرى وذلك فى حالة إنزالها إلى أعماق كبيرة (أكثر من ٣٠ متر) أو للإسراع فى معدلات التنفيذ. وبعد الوصول إلى منسوب التأسيس يتم إنزال التقفيصة الحديدية وتصب الخرسانة بواسطة ماسورة مزودة بقمع (Tremie Pipe) بحيث يكون طرفها الأسفل مغموراً فى الخرسانة لتفادى فصل الخرسانة أو غسيلها بالمياه الموجودة بالحفرة وتكون الماسورة فى أجزاء من ٢ – ٤ متر طولى ويتم وصل الواحدة مع الأخرى بواسطة وصلات أو قمصان.
- يجوز استعمال معلق البنتونيت لسند جوانب حفر هذا النوع من الخوازيق على ألا يقل معاير اللدونة (Plasticity Index) عن ٢٥٠ ، وفى هذه الحالة يجب ضرورة العناية فى تحديد مكونات هذا المعلق وطريقة خلطه واختباره قبل صبه بالحفر.
- فيما يلى بيان بمواصفات وطريقة استعمال معلق البنتونيت عند استخدامه:

❋ *المواصفات:*

١- يجب أن تزيد اللزوجة المقاسة بواسطة قمع مارش عن ٣٥ ثانية/لتر.

٢- لا تقل الكثافة عن ١,٠٢ طن/م٣ ولا تزيد عن ١,٠٦ طن/م٣.

٣- يجب ألا يزيد وزن الخليط فوق منسوب كعب الخازوق قبل الصب عن ١,٢ طن/م٣.

٤- يجب ألا يزيد سمك طبقة البنتونيت (mud cake) المكونة تحت ضغط ٢ كجم/سم٢ لمدة ٣٠ دقيقة عن ٣ ملليمتر.

❋ *طريقة استعماله:*

١- يـتم تجهـيز الخليط فى خلاطات خاصة وهو يتكون من البنتونيت بنسـبة ٣ - ١٠ % إلـى المـتر المكعـب ماء محسوبة بالوزن، وتجمع فى أحواض قبل أن يتم سحبها بواسطة الطلمبات أثناء حفر الخوازيق.

٢- يمكـن إعادة استعمال الخليط بعد الانتهاء من صب الخازوق وذلك بتنقيـته بعد تمريره على مناخل وهزازات لاستبعاد نسبة من الرمل مـنه. حيـث يجـب ألا تزيد نسبة الرمل عن ٣% ولا تزيد كثافة الخلـيط عـن ١,٣٠ طـن/م٣ أثناء الحفر، وألا يزيد سمك طبقة البنتونيـت المكونة تحت تأثير ضغط يساوى ٢ كجم/سم٢ لمدة ٣٠ دقـيقة عـن ٥ مم. كذلك يجب أن تتراوح اللزوجة المقاسة بجهاز مارش بين ٣٥ ، ٩٠ ثانية/اللتر.

- مما هو جدير بالذكر فإنه من الصعب تنفيذ الخوازيق بهذه الطريقة خاصة فـى حالة عدم وجود مياه جوفية وذلك خلال طبقات التربة ذات المسامية العالـية (معـامل نفاذية التربة أكبر من ٠,٠٢ متر/ث) وذلك نظراً لزيادة نسبة فاقد معلق البنتونيت.

- يجـوز حفـر الخوازيق بدون استخدام ماسورة مؤقتة أو بدون استخدام معلق البنتونيت فى حالات خاصة إذا تحققت جميع الشروط التالية :

١- وجود طبقات تربة متحجرة أو ذات تماسك عالى ($q_u > 2$ kg/cm^2) بكامل عمق الحفرة مع عدم وجود مياه جوفية.

٢- ألا يقل قطر الثقب عن (١/١٠) عمقه.

٣- تسليح الخازوق بكامل طوله.

٤- إتمام عمليات حفر الخازوق وصب الخرسانة تحت مراقبة دقيقة.

٥- صب الخرسانة بواسطة ماسورة مزودة بقمع (Tremie pipe).

٦- قياس حجم الخرسانة المصبوبة ومقارنتها بحجم الثقب على مراحل وأثناء تنفيذ الخازوق.

❀ الاشـتراطات الواجـب توافرها فى الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب:

١- يجـب صـب الخرسانة بطريقة مناسبة تضمن عدم حدوث انفصال حبيبى لمكونات الخرسانة وذلك باستخدام ماسورة وقمع مثلاً.

٢- عـند صب الخرسانة تحت الماء أو تحت مستحلب البنتونيت يجب مراعاة ما يلى :

أ) إزالة التربة الضعيفة أو المفككة فى قاع الحفرة.

ب) أن تكـون الخرسـانة متماسـكة وغنية بالأسمنت (لا يقل محتوى الأسمنت عن ٤٠٠ كجم/م٣).

جـ) يجـب التأكد من عدم انهيار جوانب الحفر واختلاط مكونات التربة بالخرسـانة حتى إذا لزم الأمر استخدام ماسورة خاصة كغلاف دائم فى الحالات الخاصة التى تتطلب ذلك.

د) يجـب الـتأكد مـن أن ماسورة صب الخرسانة والقمع المستخدم محكومـة تمامـاً ومدفونة داخل الخرسانة لمسافة لا تقل عن ٢,٥ مـتر بحيـث تمنع دخول المياه أو البنتونيت في الماسورة لضمان عدم حدوث اختناق لجسم الخازوق أو تكون فراغات به.

هـ) يجـب أن تكون ماسورة الصب ذات قطر كبير كافي لمرور مكونات الخرسـانة بسـهولة فمثلاً لقطر حبيبات ركام ٢٠ مم يجب ألا يقل قطر الماسورة عن ١٥٠ مم.

و) يجـب ملـىء الخازوق بكمية أولية كافية لإعطاء عمق يكفى لعدم اخـتلاط المـاء أو مسـتحلب البنتونيـت بالخرسانة، مع الاحتفاظ بمنسـوب كعب ماسورة الصب (Tremie pipe) على عمق لا يزيد عن ١٥٠ مم من قاع الخازوق.

٣- يجـب تنفـيذ الخـازوق الرأسى بعناية تامة ليحتفظ بمحوره رأسياً وغير مسموح بزيادة إنحراف الخازوق عن الرأس عن نسبة ٢ : ١٠٠ بحيث لا

تتعدى مقدار إزاحة كعب الخازوق بالنسبة لرأسه عن نصف قطره ويقاس الميل أثناء التنفيذ مرتين على الأقل وفى حالة زيادة الميل عن هذه القيمة يعمل بديل له مع عمل التعديل اللازم فى القاعدة والشدادات لرؤوس الخوازيق.

٤- يجب ألا يزيد الترحيل المسموح به لرأس الخازوق عن مكانه التصميمى عن ٥ سم أو (١/١٠) القطر المكافئ أيهما أكبر مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح بها فى هذه الحالة. وإذا زاد الترحيل عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً للترحيل الفعلى.

٥- يجب مراعاة جميع المواصفات الواردة بالخوازيق الخرسانية المصبوبة بالموقع (خوازيق الدق) الخاصة بحديد التسليح والخرسانة.

ب) الخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ أثناء الصب [الحفر البريمى المستمر (*Continuous Flight Auger*)]:

- يتم تنفيذ هذا النوع من الخوازيق باستعمال بريمة طويلة تدار بواسطة موتور، وهذه البريمة مكونة من وصلات يصل طولها ٦,٠٠ متر للوصلة الواحدة. وبداخل البريمة ماسورة مجوفة (Hollow stem) بكامل طولها وبقطر لا يقل عن ٧,٥ سم فى حالة استخدام مونة أسمنتية، ١٥,٠٠ سم فى حالة استخدام الخرسانة.
- عند وصول البريمة إلى عمق الحفر المقرر تضخ المونة أو الخرسانة بواسطة طلمبة الضخ خلال الماسورة المجوفة على أن يتم سحب البريمة بالتربة التى تكون حول أسلحتها أثناء عملية الضخ.
- يجب العناية والدقة أثناء التنفيذ لضمان الحصول على قطاع خرسانى متجانس ومستمر.
- هذا وفى بعض الأحيان يتم عمل الثقب باستعمال بريمة مصمتة أولية لتفتيت التربة ثم يتم استبدالها بالبريمة السابق ذكرها ذات الماسورة المجوفة بداخلها.

- بعد الانتهاء من عملية الضخ وسحب البريمة بالكامل يتم إنزال تسليح الخازوق (التقفيصة الحديدية) باستعمال هزاز فى حالة استعمال الخرسانة أو بدون هزاز فى حالة استعمال المونة.
- يمكن تنفيذ هذا النوع من الخوازيق بأطوال تصل إلى ٣٠ متر وأقطار تصل إلى ١,٠٠ متر.
- فى حالة استعمال الخرسانة كجسم للخازوق يتم تطبيق جميع الاشتراطات السابقة والخاصة بالخوازيق الخرسانية المصبوبة فى مكانها.
- فى حالة استخدام المونة فى جسم الخازوق يجب ألا يقل محتوى الأسمنت عن ٧٠٠ كجم/م٣ رمل متدرج وإجهاد الكسر لمكعبات المونة القياسية (٥٠ × ٥٠ × ٥٠ مم) لا يقل عن ٣٠٠ كجم/سم٢، وعلى ألا يقل معامل الأمان لإجهادات المونة عن (٨) بعد ٢٨ يوماً.

جـ) أنواع متنوعة من خوازيق التثقيب:

توجد أنواع متنوعة أخرى من خوازيق التثقيب بخلاف ما ذكر من النوعين السابقين ولكنها غير شائعة الاستخدام إلا فى بعض الحالات الخاصة نذكر منها :

١- الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة (Micro piles).
٢- خوازيق الاستراوس.
٣- خوازيق الزلط أو الحجر أو خوازيق التربة المستبدلة.

١- *الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:*

❁ مقدمة:

- يعتمد هذا النوع من الخوازيق على الحقن على الجوانب أو تحت القاع لزيادة إما مقاومة الاحتكاك حول جذع الخازوق (grouted steel piles) أو الارتكاز عند القاعدة لذلك تعرف هذه النوعية من الخوازيق بأنها الخوازيق التى تنفذ وتصب وتحقن فى الموقع بأقطار تتراوح ما بين ١٠ - ٢٥ سم وأحمال تشغيلها من (١٥ - ٦٠) طن وتصل أعمال هذه الخوازيق إلى ٤٠ متر وتنفذ رأسية أو مائلة.

- وبصـــفة عامة فإن هذه الخوازيق تعتمد أساساً على التسليح لنق الأحمال إلى التربة عن طريق الاحتكاك بين جسم الخازوق والتربة المحيطة به مع إهمال مقاومة الارتكاز لقاعدة الخازوق إلا فى حالة الارتكاز على الصخر.

❁ استعمالات الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:

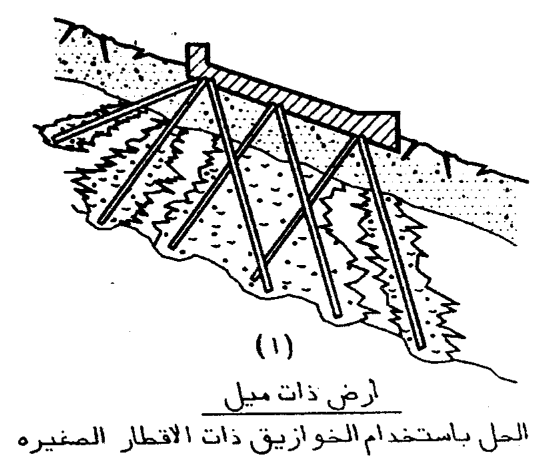
- بصـــفة عامة يمكن استعمال هذا النوع من الخوازيق لنقل أحمال أى منشأ ســـواء كانت هذه الأحمال إستاتيكية أو ديناميكية ويوضح شكل (١٢-٥) بعـــض الاســـتعمالات الخاصة بها حيث تتميز هذه النوعية من الخوازيق بملائمـــتها للتنفيذ فى بعض الظروف والحالات التالية نظراً لصغر معدات التنفيذ :
  - داخـــل مـــبانى قائمـــة فعـــلاً بغـــرض تقويـــة الأساسات القديمة (Underpiming).
  - فـــى المواقـــع الصـــغير أو العمـــيقة أو التى يصعب الوصول إليها بمعدات التنفيذ التقليدية.
  - للمنشآت ذات الأحمال الصغيرة.
- هـــذا وتجـــدر الإشـــارة إلى أن هذا النوع من الخوازيق يجب أن يستعمل بواسطة شركات متخصصة ولها الخبرة الكافية فى هذا المجال.

❁ كيفية وخطوات تنفيذ الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة:

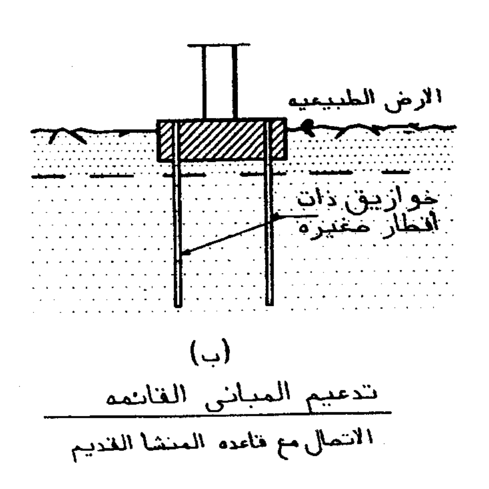
توجـــد طرق مختلفة كثيرة لتنفيذ مثل هذا النوع من الخوازيق حسب نوع التربة وظروف الموقع ويبين الشكل (١٢-٦) المراحل العامة المتبعة فى التنفيذ لإحدى الطرق الشائعة وبشكل عام تتبع الخطوات التالية :

- ***إنشاء حفرة الخازوق :***

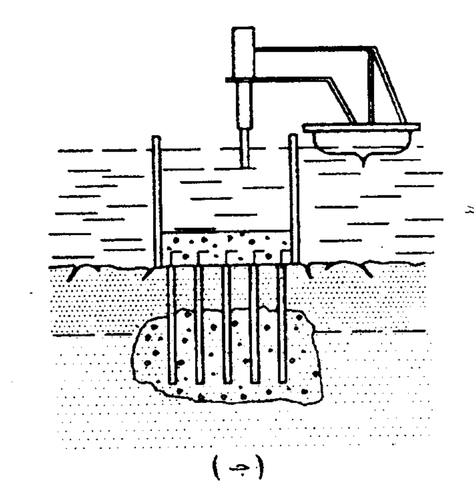
يـــتم ذلك بإحدى الطرق المعروفة تثقيب - إزاحة - دق دوار، وهى عادة بدون غلاف خارجى ومع استخدام سائل حفر مثل معلق البنتونيت.



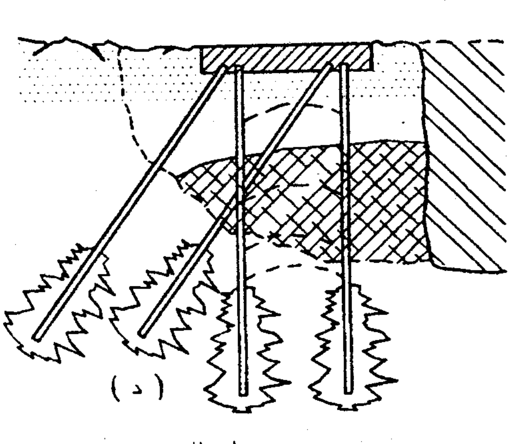
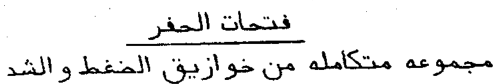
ارض ذات ميل
الحل باستخدام الخوازيق ذات الاقطار الصغيره



تدعيم المبانى القائمه
الاتصال مع قاعده المنشا القديم



المنشآت البحريه أو النهريه
تثبيت دعامات قـــاع المجرى

فتحات الحفر
مجموعه متكامله من خوازيق الضغط و الشد

شكل (١٢-٥) بعض استعمالات الخوازيق الميكرو

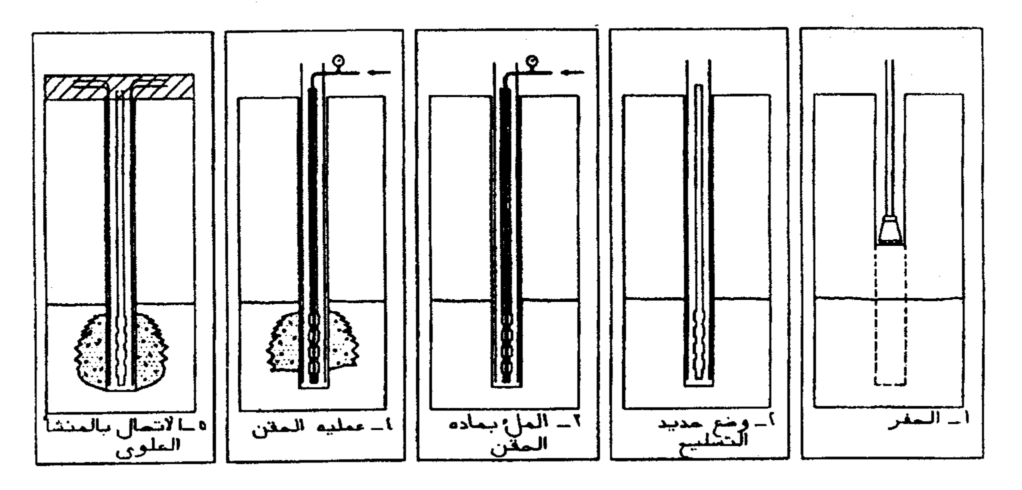
- ***تكوين جسم الخازوق :***

تمـــلأ المونة بمونة أسمنتية تحل محل سال الحفر (إن وجد) ثم يتم إنزال التســـليح المطلـــوب بكـــامل طـــول الخازوق ومعه مواسير حقن. ويجب الانتظار مدة لا تقل عن ٤٨ ساعة قبل البدء فى عملية الحقن.

- *عملية حقن الخازوق :*

يـتم حقن الخازوق على مرحلة واحدة أو عدة مراحل حسب طبيعة التربة والحمـل المطلـوب وذلك تحت ضغوط منخفضة أو ضغوط عالية ويحدد ضـغط الحقـن حسب عمق الخازوق وحجم حبيبات التربة ودرجة كثافتها [ضـغط مـنخفض لا تـزيد عـن $\left(\frac{N}{4}\right)$ كجم/سم٢ للتربة الطميية ، $\left(\frac{N}{10}\right)$ كجـم/سم٢ للتربة الرملية الطميية - ضغط عالى لا يزيد عن ١٠ - ٢٠ كجـم/سـم٢ للـتربة الطينية]، وفى جميع الحالات يجب ألا يصل الضغط المسـتخدم فـى الحقـن إلى القيمة القصوى التى تحدث انهياراً فى طبقة التربة ويجب التأكد من قيمة الضغط القصوى فى نهاية الحقن لكل طبقة.

- يتم الحقن باستخدام مونة أسمنتية تحدد كثافتها بحيث لا تزيد نسبة المياه إلـى الأسـمنت بالوزن عن ٠,٥ ويمكن إضافة نسبة من الرمل فى حالة الـتربة الزلطـية بحيث لا يقل جهد كسر المونة فى هذه الحالة عن ٢٥٠ كجم/سم٢ بعد ٢٨ يوماً.
- وعـند عمـل الحقـن فيجـب الـتأكد مـن وجـود طـبقة مـن التربة (Over burden) لا تقل عن ثلاثة أمتار فوق المنسوب العلوى للحقن.



شكل (١٢-٦) خطوات ومراحل تنفيذ الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة باتباع إحدى الطرق الشائعة

❁ أسس تصميم الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة (الميكرو):

حتى تكون الخوازيق آمنة يجب استيفاء وتحقيق الشروط التالية :

أ) ***التحقق من التصميم الإنشائى لجسم الخازوق:***

يتم التصميم لمثل هذا النوع من الخوازيق على أساس أن الجهد المسموح بــه للخـــازوق يســاوى نصــف جهد الخضوع للحديد فى حالة الأحمال الدائمة ويساوى ثلثى جهد الخضوع للحديد عند إضافة الأحمال الثانوية.

ب) ***التحقق من تماسك مادة الحقن مع الحديد (Grout-Steel bond):***

وفيها يتم التحقق من أن إجهاد التماسك المتبادل بين حديد التسليح ومادة الحقن أقل من إجهاد التماسك المسموح به لمادة الحقن (٢٥٠ كجم/سم٢).

i.e. $$f_{b\,grout} = \frac{P\ \text{(Applied load)(الحمل المؤثر على الخازوق)}}{O\ \text{(surface area)(مساحة محيط حديد التسليح)}} \le 250\ kg/cm^2$$

جـ) ***التحقق من تماسك مادة الحقن مع التربة المحيطة(Grout- soil bond):***

وهــذا الــنوع من التماسك المتبادل بين مادة الحقن والتربة المحيطة يتم حسابه من المعادلة التالية :

$$q_f \ge c + n \tan \phi$$

حيث (q_f) : وحدة الاحتكاك (Unit friction) كجم/سم٢

، (c) : مقاومة التماسك للتربة (Cohesion) (كجم/سم٢)

، (ϕ) : زاوية احتكاك التربة (Angle of internal friction)

، (n) : معــامل يــتوقف على ضغط الحقن (grouting pressure) ويؤخذ نسبة منه تتراوح ما بين ١٠% - ٥٠% وهذه النسبة تتوقف على نســبة الأســمنت المســتخدمة وطبيعة التربة وقيمة ضغط الحقن. وهــذه القــيمة (١٠-٥٠%) هــى استرشادية فقط حيث يجب أن تجــرى تجارب حقلية فى الموقع قبل البدء فى التنفيذ لتحديد قيمة هذا المعامل (n)

د) ***التحقق من قيمة الحمل نتيجة للارتكاز (End bearing):***

وهذا التحقق يتم فقط فى حالة الخوازيق المرتكزة على الصخر وفيها يجب أن يكون أقصى إجهاد ارتكاز لكعب الخازوق أقل من أقصى مقاومة ارتكاز لمادة التربة (الصخر).

هـ) *التحقق من مقاومة الانبعاج ((Buckling:*

وهــذا التحقق يتم عند تواجد تربة ضعيفة حول جسم الخازوق لمسافة لا تقل عن ٢,٠٠ متر وهذا التحقق يتم بالتحقق من انبعاج الحديد فقط.

و) *التحقق من ترحيل موضع الخازوق:*

يجــب ألا يــزيد الترحيل المسموح به للخازوق عن مكانه التصميمى عن عُشر (١/١٠) القطر المكافئ، مع مراجعة إجهادات الضغط المسموح به فى هذه الحالة. وإذا زاد الترحيل الفعلى عن ذلك فيجب إعادة دراسة التصميم طبقاً لقيمة الترحيل الفعلى.

❁ تجارب التحميل:

يــتم عمــل تجربة تحميل ابتدائية قبل تنفيذ الخوازيق العاملة لتحديد حمل التشغيل وتتم التجربة كما فى الخوازيق النمطية.

٢- *خوازيق الاستراوس:*

❁ مقدمة:

وهــذا الــنوع مــن الخوازيق عبارة عن خوازيق يتم تنفيذها بطريقة إما يدويــة بأقطــار تتراوح ما بين ٣٠-٤٠ سم وأعماق تصل إلى ١٥,٠٠ متر أو ميكانيكياً بأقطار تصل إلى ٥٠ سم وأعماق تصل إلى ٢٠,٠٠ متر ويختلف حمل تشــغيل الخــازوق حســب قطره وحسب تحمل طبقة التأسيس ويتراوح ما بين (١٠ ← ٤٥) طــن ويجــب تسليح الجزء العلوى من الخازوق بطول لا يقل عن ٦,٠٠ متر.

❁ أسس تصميم خوازيق الاستراوس:

١- يصمم خازوق الاستراوس كخازوق ارتكاز (end bearing) فقط مع إهمال مقاومة الاحتكاك.

٢- يجــب ألا يــزيد الإجهاد على رأس الخازوق عن ١٥ كجم/سم٢ فى حالة التنفيذ اليدوى ، ٢٥ كجم/سم٢ فى حالة التنفيذ الميكانيكى.

٣- يجب ألا يقل عدد تجارب التحميل عن تجربة لكل ١٠٠ خازوق بحيث لا يقل عدد التجارب عن تجربتين لكل موقع.

❁ طريقة تنفيذ الخوازيق الاستراوس:

هناك طريقتان هما الطريقة اليدوية أو الطريقة الميكانيكية.

أ) *الطريقة اليدوية:*

- الخطوات:

١- يتم تغويص ماسورة بالقطر المطلوب حتى تصل إلى منسوب التأسيس وهذه الماسورة تتكون من عدة وصلات من المواسير طول الوصلة الواحدة حوالى ٣,٠٠ متر وتربط بعضها البعض بواسطة الجلب والقلاووظ.

٢- يتم تغويص هذه المواسير بتفريغ مكان لها أول بأول أثناء نزولها بواسطة بلف أو بريمة من داخل الماسورة.

٣- عند الوصول إلى العمق المطلوب تملأ الماسورة من أسفل إلى أعلى بالخرسانة مع الدق على الخرسانة بالمندالة أثناء سحب الماسورة مع الاستمرار فى هذه العملية حتى يتم ملئ الماسورة بالخرسانة إلى أسفل التقفيصة حيث يتم إنزال التقفيصة الحديد وتعليقها فى مكانها للاحتفاظ بمنسوبها أثناء تكملة صب خرسانة الخازوق وسحب المواسير.

ملحوظة هامة:

١- فى حالة تنفيذ هذه الخوازيق تحت منسوب المياه يملأ الثقب دوماً بالمياه لمنسوب المياه الأرضية أو للمنسوب الذى يوازن الضغط الهيدروستاتيكى الواقع على الطبقة التحتية للتأسيس لمنع انسياب الطبقة الطينية أو فوران الرمل داخله مما قد يسبب فى خلخلة طبقة رمال التأسيس أو سحب الرمال التى يرتكز عليها الخوازيق السابق تنفيذها بجوار الخازوق الجارى تنفيذه.

٢- يجب فى جميع الحالات التأكد من عدم حدوث فوران للرمال أو انسياب الطين اللين عند منسوب التأسيس داخل مواسير الحفر.

ب) ***الطريقة الميكانيكية:***

- **الخطوات:**

١- يتم تغويص المواسير بقطر حتى ٥٠ سم وذلك باستخدام ضواغط وأوناش الهـواء أو أونـاش الديـزل وذلـك بتفريغ ما بداخلها باستخدام المعدات المناسبة حتى تصل المواسير إلى منسوب التأسيس المطلوب.

٢- يـتم إنـزال ماسورة داخلية مزودة بقمع (tremie pipe) مع تثبيت طبقة خاصة فى نهايتها تمنع تسرب المياه الأرضية التى بداخلها حتى تصل إلى قاع الثقب على طبقة الارتكاز.

٣- يتم صب الخرسانة داخل الماسورة الداخلية حتى يتم ملؤها.

٤- يـتم رفـع الماسورة الداخلية قليلاً وهزها باستخدام الونش فتنتقل الطبة المثبـتة بأسـفل الماسـورة، وبالـتالى تندفع الخرسانة التى تزيح المياه الأرضية من داخل الماسورة الخارجية إلى أعلى دون أن تؤثر هذه المياه على خلطة الخرسانة التى ستكون جسم الخازوق.

٥- عـند ارتفـاع منسـوب الخرسـانة داخل الماسورة الخارجية يتم سحب الماسـورة الداخلـية وخلعهـا باهتزازات ميكانيكية باستعمال الونش، يتم تكرار وتوالى عملية الهز لضمان تكثيف الخرسانة مع الاستمرار فى ملئ الماسـورة الداخلـية بالخرسانة بحيث يكون حفر الخرسانة مستمراً دون خروج الماسورة الداخلية من الخرسانة المكونة للخازوق.

٦- يسـتمر مـلأ الماسـورة الخارجـية بالخرسـانة عن طريق صبها داخل الماسـورة الداخلية، ثم ترفع الماسورة الخارجية تدريجياً بالهز المستمر باستعمال الونش الميكانيكى لضمان هز خرسانة الخازوق وتكثيفها جيداً.

٧- يـتم إنـزال تقفيصـة الحديد لتسليح رأسى الخازوق بالطول المحدد ويتم تعلـيقها لضـمان عـدم هـروبها وبقائها فى منسوبها، ثم يستكمل صب الخـازوق حـتى الوصول إلى المنسوب العلوى المطلوب وبذلك يتم ملئ فراغ سمك الماسورة الخارجى بخرسانة مكثفة.

❁ اشتراطات تنفيذ الخوازيق الاستراوس:

يجب مراعاة جميع الاشتراطات الخاصة والمنصوص عليها للخوازيق الخرسانية المنشأة بالحفر والتفريغ السابق للصب على أن تكون الخرسانة المستخدمة ذات درجة قابلية تشغيل عالية (الهبوط من ١٠ - ١٥ سم).

١٢-٥-٣ العوامل التى تؤثر فى اختيار نوع الأساسات الخازوقية:

- كما ذكرنا سابقاً بأن الخوازيق بصفة عامة تنقسم إلى نوعين رئيسيين هما خوازيق إزاحة وخوازيق تثقيب وحيث أن اختيار النظام والنوع الأمثل يكون ضرورياً فى معظم الحالات وخاصة الحالات الغير طبيعية الأمر الذى يستلزم ضرورة الوقوف ومعرفة أسس اختيار أى نوع.
- يعتمد اختيار نوع الخازوق على عدة عوامل اقتصادية وفنية عديدة نذكر منها :
  - نوع وحالة التربة بالموقع.
  - طبيعة وقيمة الأحمال المنقولة إلى الخوازيق.
  - القرب من المبانى المجاورة وحالة هذه المبانى ونوعيتها ونظام تأسيسها وعمق تأسيسها.
  - مواصفات الموقع.
  - التكلفة الاقتصادية.
- مما هو جدير بالذكر فإن هذه العوامل متداخلة ومتشابكة الأمر الذى يؤدى إلى ضرورة توافر الخبرة الواسعة فى هذا المجال للاختيار الأمثل بعد تغطية العوامل الفنية ثم العامل الاقتصادى بعد ذلك وفيما يلى شرح لهذه الجوانب والعوامل المختلفة.

أ) *نوع وحالة التربة بالموقع:*

• حيث أن الخوازيق تخترق طبقات من التربة ربما تختلف فى خواصها وتجانسها ودرجة ملاءمتها لنوع الخوازيق المقترحة فى التنفيذ، ومن ثم فإن التوصيات التالية نفترض أن الطبقة التى سوف تخترقها الخوازيق والمشار إليها فيما بعد هى إما الطبقة السائدة أو الطبقة التى تتطلب نظاماً معيناً للحصول على أفضل النتائج من حيث التنفيذ.

• وفيما يلى بعض هذه التوصيات طبقاً للكود المصرى.

١- فــى حالة التربة الطينية متوسطة التماسك حيث ($5 < q_u < 10\ kg/cm^2$) يفضل ويوصى باستخدام خوازيق الإزاحة والتثقيب.

٢- فى حالة التربة الطينية الضعيفة جداً ($q_u < 2.5\ kg/cm^2$) يوصى باستخدام الخوازيق السابقة الصب أو خوازيق الدق باستعمال ماسورة دائمة.

٣- فــى حالــة الــتربة الطينـــية شديدة التماسك ($q_u < 20\ kg/cm^2$) يوصى باســتخدام خوازيـــق التثقيـــب باستعمال البريمة حيث أن هذه النوعية قد تسبب مشاكل لخوازيق الدق ولخوازيق الحفر على السواء.

٤- فــى حالــة الــتربة القابلــة للانتفاش (swelling soil) فإنه من المفضل اســتخدام خوازيق التثقيب ذات الأقطار الكبيرة وذلك بهدف تقليل مشاكل التنفــيذ، وفــى حالــة الــتربة ذات القابلية العالية للانتفاش فإنه يوصى باســتعمال ماســورة دائمة أو بتسليح الخازوق فى حالة التربة المتوسطة القابلية للانتفاش أو استعمال الخوازيق الزلطية.

٥- فــى حالــة التربة الرملية ($N > 30$) فإنه يفضل استخدام خوازيق التثقيب حيث فى هذه الحالة يصعب استعمال خوازيق الإزاحة حيث يتطلب ذلك دقاً شــديداً مما يؤدى إلى زيادة تكثيف التربة والذى بدوره يتطلب زيادة شدة الــدق وينتج عن ذلك تفاوت كبير فى أطوال الخوازيق واتلافيات للمعدات المســتعملة، كمــا يؤدى إلى حدوث شروخ وتشققات فى الخوازيق سابقة الصب.

٦- فى حالة وجود طبقات من التربة المتوسطة ($10 < N < 30$) ومستمرة إلى أعمــاق كبيرة فيمكن الاستعانة بخوازيق إزاحة ذات قاعدة ارتكاز متسعة (enlarged base) مع إنهاء الخازوق عند أعماق مناسبة.

٧- فــى حالة التربة الرملية الجافة المتهايلة يفضل استخدام خوازيق التثقيب الــتى تســتخدم ماسورة مؤقتة (Temporary casing) أو استخدام نظام الحفر البريمى المستمر (Continuous flight anger).

٨- فــى حالة وجود طبقات اعتراضية متماسكة أو متحجرة أو أساسات قديمة مــثلاً يــتوقف نــوع الخازوق على سمك وعمق هذه العوائق. ففى حالة وجودهــا على عمق قريب من سطح الأرض (حوالى ٥ متر) وقت التنفيذ وبســمك حتى ٣,٠٠ متر فيمكن تطهيرها يدوياً أو باختراقها إما بتفتيتها أو بتثقيــبها (predrilling) قبل تنفيذ الخازوق بالإزاحة. أما إذا تواجدت هــذه العوائق على أعماق أكبر من أو تساوى ١٠,٠٠ متر وبسمك صغير لا يتعدى ٣,٠٠ متر فمن الأنسب استخدام خوازيق التثقيب.

• فى حالة ما إذا كانت التربة أو المياه الأرضية محتوية على أملاح ضارة بدرجة تركيز كبيرة يتطلب الأمر إما استخدام خوازيق سابقة الصب ذات نوعيات خاصــة مــن الأسمنت أو إضافات معينة أو خوازيق سابقة الصب معالجة بطبقة عازلــة من الخارج. وفى حالة استخدام الخوازيق المصبوبة فى مكانها يستخدم غطاء عازل من البلاستيك أو الحديد.

ب) ***طبيعة وقيمة الأحمال المنقولة إلى الخوازيق:***

١- فى حالة وجود أحمال كبيرة مركزة منقولة للخوازيق (أكبر من ٣٠٠ طن) فيفضــل اســتخدام الخوازيق ذات الحمولات الكبيرة (أكبر من ١٥٠ طن) وبالــتالى تصبح خوازيق التثقيب أكثر ملائمة كما يمكن استخدام خوازيق حديدية ذات قطاع (H) مثلاً لما لها من قدرة عالية لمقاومة ونقل الأحمال الكبيرة.

٢- فــى حالــة تعــرض الخازوق لقوى شد وبالتالى لزم تسليحه بكامل طوله الأمــر الــذى يتطلب استخدام خوازيق مسلحة بكامل الطول والتى تعطى احــتكاكاً مــع الــتربة المجاورة حتى يمكن نقل أحمال الشد إلى الخازوق بمعامل أمان كبير.

٣- فــى حالــة وجــود أحمال أفقية كبيرة منقولة إلى الخوازيق وبالتالى لزم اســتخدام خوازيــق مائلــة فتكون الأفضلية لخوازيق الإزاحة، كما يجب اســتخدام خوازيــق ســابقة الصب أو ماسورة دائمة أو تقليل زاوية ميل

الخـــازوق فـــى حالــــة التربة الرملية السائبة ($N < 10$) أو التربة الطينية الضعيفة (($q_u \leq 2.5\ kg/cm^2$).

جـ) *القـــرب من المبانـى المجاورة وحالة هذه المبانى ونوعيتها ونظام تأسيسها:*

١- فى حالة تنفيذ خوازيق بالقرب من مبانى قائمة يفضل استخدام ماكينات لا تسبب اهتزازات شديدة لهذه المبانى الأمر الذى تكون فيه خوازيق التثقيب أكثر ملائمة، على أنه يمكن تقليل الاهتزازات الناتجة عن خوازيق الإزاحة بحفـــر أو تثقيـــب الجـــزء العلـــوى بعمق من ٣ – ٥ متر تم تكملة تنفيذ الخازوق بالدق باستعمال دقات ذات مشوار قصير.

٢- عـــند اختيار نوع الخازوق يجب التأكد من ملائمة هذا النوع لحالة المبانى المجـــاورة ونوعيـــتها (حوائـــط حاملة أو هيكلية) وكذلك أساساتها (نوع الأســـاس ومنســـوب التأســـيس)، كما يجب دراسة تأثير أساسات المبانى المجاورة على خوازيق المبنى الجديد.

٣- فى حالة المناطق الآهلة بالسكان يفضل استخدام تحدث أقل إزعاجاً للسكان وعـــادة تكون خوازيق التثقيب أقل إزعاجاً. ومما هو جدير بالذكر فإنه فى حالـــة تنفـــيذ خوازيق بالإزاحة فى الأماكن الآهلة بالسكان فإن شواكيش الهـــواء تكـــون أكـــثر ضـــجيجاً يلـــيها التى تعمل بالديزل ثم التى تعمل هيدروليكـــياً، كما وأن نوع وسادة الدق له تأثير على الصوت الناتج حيث الوسادة الخشبية ينتج عنها صوت أقل.

٤- فـــى حالة وجود مبانى ملاصقة لحدود المبنى الجارى العمل به فإن اختيار نوع الخازوق قد يتوقف على إمكانية المعدة من الاقتراب من حدود المبنى المجاور.

د) *مواصفات الموقع:*

١- إن ظـــروف الموقـــع وطـــريقة الوصـــول إليه ومدى توافر مصادر المياه والكهـــرباء والظواهـــر المحيطة به ... الخ تؤثر تأثيراً مباشراً فى اختيار أنسب أساليب التنفيذ الأمر الذى يتطلب ضرورة معاينة الموقع المراد تنفيذ

الخوازيق به. ففى المواقع ذات مساحة تشغيل أقل من ٤٠٠ م٢ يكون من المفضــل اختيار أنظمة لا تحتاج إلى معدات ذات حجم كبير أو إلى معدات تكميلية كثيرة أو إلى مناور معقدة. كما وأن طريقة الوصول للموقع تدخل فــى المفاضــلة فعــندما يكون الوصول صعباً لضيق الشوارع وازدحامها فجيــب الاعتماد على التنفيذ ذاتياً داخل الموقع ونقل التشوينات ليلاً مثلاً، وفــى هــذه الحالة يفضل استخدام الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة إلا إذا سمح العمل ليلاً ففى هذه الحالة يُفضل الأنظمة سهلة التنفيذ.

٢- فــى حالــة التأســيس على منسوب أوطى كثيراً من منسوب الشارع فإنه يفضل الأنظمة أو الخوازيق التى لا تحتاج إلى توريد خرسانة جاهزة.

٣- فــى حالــة العمــل تحت مبانى قائمة بقصد تدعيمها فإنه يفضل استعمال معدات ذات قوائم قليلة الارتفاع (أقل من ٣,٠٠ متر) وتنفذ الخوازيق فى هــذه الحالــة إمــا بالتثقيب (boring) أو الحقن (Injection) أو بالضغط (jacking) ويمكــن صــب الخرســانة بواسطة الضخ حيث تثبت المضخة خــارج المبــنى. ويفضل استخدام الخوازيق ذات الأقطار الصغيرة وتنفذ ملاصــقة للقــاعدة القديمة ثم يعمل قميص لهذه القاعدة ليشمل الخوازيق الجديدة.

٤- فــى حالة التنفيذ فى مجرى مائى فتكون الأفضلية للخوازيق سابقة الصب وقــد تستعمل الخوازيق الخشبية فى المنشآت المائية المؤقتة مع معالجة هذه الخوازيق كيميائياً.

هـ) ***التكلفة الاقتصادية:***

عند ملائمة أكثر من نوع من أنواع الخوازيق لموقع ما فإنه يتم المفاضلة فــى هذه الحالة على أساس التكلفة الاقتصادية والتى تشمل فى هذه الحالة ليس فقط تكلفة الخازوق نفسه ولكن تكاليف هامات الخوازيق (أعمال الحفر وتخفيض منســوب المــياه الأرضية مع ما تشمله من مشكلة التخلص من المياه المنزوحة والتوقفات المحتملة سواء كانت لأسباب فنية أو إدارية .... الخ.

١٢-٥-٤ العوامل التى تؤثر وتتحكم فى تحديد القطر المناسب للخازوق:

١- *العوامل الاقتصادية:*

وهذه العوامل تتحكم بالكيفية التى لا تزيد الحمولة المسموح بها للخوازيق كثيراً عن الحمولة الفعلية للمبنى.

٢- *حمل التشغيل الواقع على الخازوق الواحد:*

وهو أقصى حمل محتمل واقع على الخازوق نتيجة للأحمال المختلفة سواء كانت أحمال دائمة أو أحمال ثانوية.

٣- *حالة ونوع القوى المؤثرة على الخازوق:*

هل هى قوى رأسية شد أو ضغط أو قوى مائلة أو قوى أفقية.

٤- *المسافات بين الأعمدة:*

وهذا العامل يتحكم فى عدد الخوازيق وبالتالى قدرة تحمل الخازوق الواحد وبالتالى قطره.

٥- *مدى إمكانية عمل قواعد (هامات) مشتركة:*

لتقليل عدد الخوازيق وبالتالى قطرها.

٦- *موضع الخازوق بالنسبة لقواعد الجار:*

فى حالة تنفيذ خوازيق ملاصقة لمبنى قائم فيفضل تنفيذ خوازيق ذات قطر كبير لتقليل عددها وبالتالى المسافة بين مركزى ثقل الخوازيق والعمود أى تقليل مقدار اللامركزية (eccentricity).

٧- *كيفية ونظام توزيع الخوازيق أسفل القاعدة:*

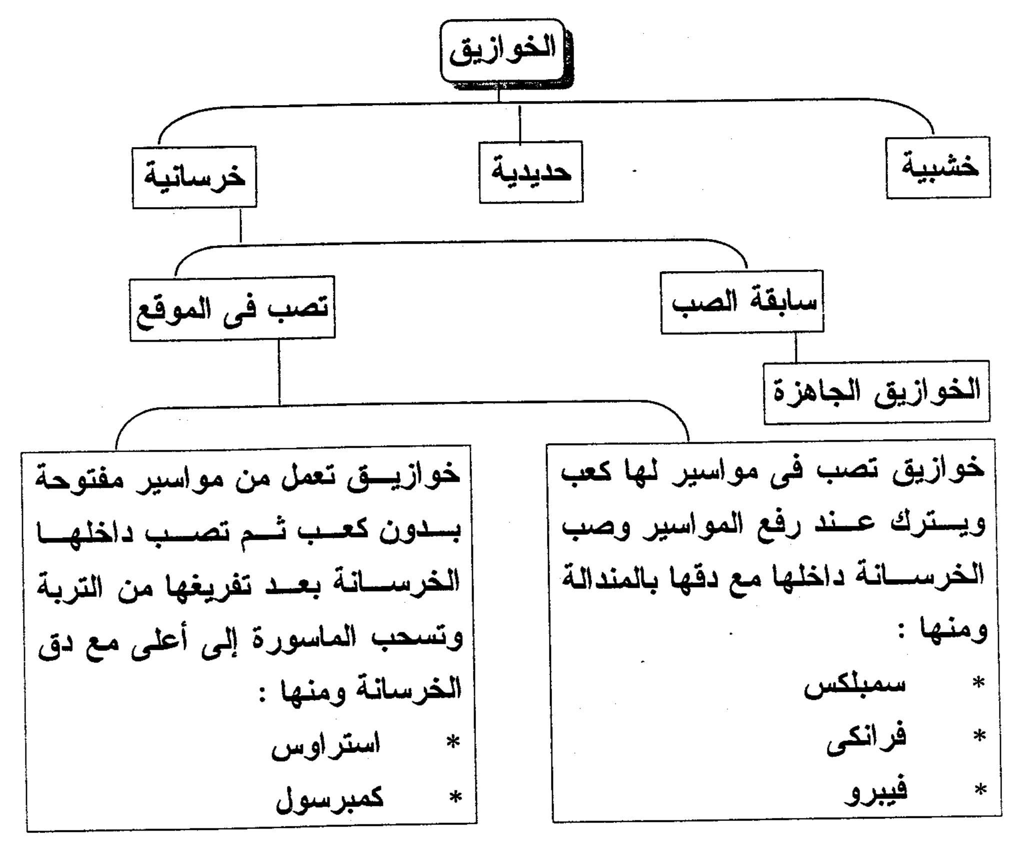
عند وجود حمل خطى (Line load) فإنه يمكن اختيار القطر المناسب لتوزيع الخوازيق خطياً تحت الحائط الحامل ويمكن فى هذه الحالة زيادة المسافات بين الخوازيق لأكثر من ثلاثة مرات القطر بهدف خفض التكاليف.

٨- *كيفية مقاومة حمل الخازوق بالنسبة للتربة:*

• وهذا يعنى هل مقاومة التربة للحمل الواقع على الخازوق مقاوم بالاحتكاك أو الارتكاز أو الاثنين معاً.

١٢-٥-٥ موجز عام لأنواع الخوازيق بصفة عامة:

• وفيما يلى موجزاً وافياً لبعض أنواع الخوازيق السابق الإشارة إليها.



• وفيما يلى شرحاً للخوازيق الخرسانية :

١- *الخوازيق الجاهزة:

خوازيق الخرسانة المسلحة المصبوبة مسبقاً Precast Reinforced Concrete Piles وتكون قطاعاتها العرضية "مربعة - دائرية - سداسية - مثمنة" ولكن القطاع المربع هو الشائع الاستعمال نظراً لسهولة عمل عبواته الخشبية مع شطف أركانه.

❁ **وتتلخص طريقة صنع الخوازيق الجاهزة فيما يلى :**

• يوضع أسياخ التسليح داخل العبوات الخشبية، ثم تصب الخرسانة وتغزغز جيداً وبعد تصلد الخرسانة تزال جوانب العبوة بعد يوم أو يومين "إذا

كان وضع صب الخازوق أفقياً" ويبقى الخازوق فى موضعه نحو أسبوع مع ملاحظة استمرار رشه بالماء فى الصيف وتغطيته بالخيش المبلل على الدوام إذا كان الجو حار جداً.

• ولا يدق الخازوق قبل ٢٨ يوماً من صبه أو ١٥ يوم إذا استخدم فى خرسانة الخازوق أسمنت سريع التصلد ويسلح الخازوق لغايتين :

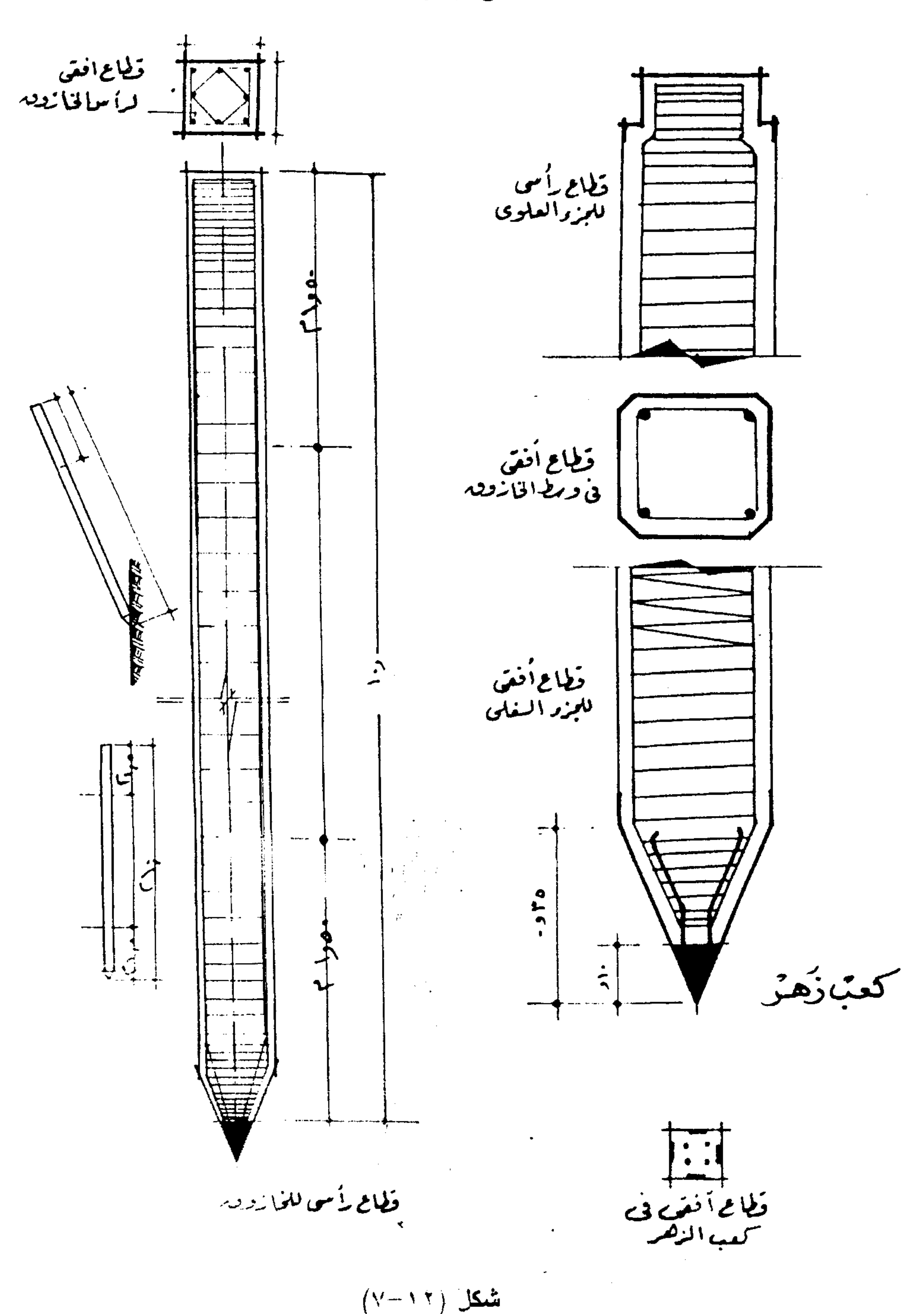
١- زيادة الأحمال التى يحملها الخازوق وتكلف بها الأسياخ الطولية، ولو أن للتسليح العرضى دخلاً فيها وهو الذى يحفظ الأسياخ الطولية من الانحناء.

٢- حفظ الخرسانة متماسكة فى القطاع السطحى - حيث أنها معرضة للتفكك تحت تأثير توالى الدق والأحمال المؤثرة على الخازوق.

• ويفضل أن تكون أسياخ التسليح الطولية قطعة واحدة، وإذا تعذر ذلك فيجب أن توضع وأطرافها متقابلة (قورة فى القورة) على أن يضاف إليها وصلة جانبية بطول يساوى ٣٠ مرة قطر السيخ وتربط بالسيخين المتقابلين جيداً بالسلك الرفيع. كما يسلح الخازوق بأربطة عرضية "كانات" أو يسلح فى الاتجاه العرضى تسليحاً حلزونياً. على أن تبعد الكانات بعضها عن البعض بمسافات تساوى نصف أصغر أبعاد القطاع العرضى للخازوق مع مراعاة أن تصغر هذه المسافات قرب طرفى الخازوق فتصير على الأكثر ٥ سم كما هو مبين بشكل رقم (١٢-٧).

• ويقوى الجزء العلوى من الخازوق بطول متر واحد على الأقل بتسليح إضافى طولى بمقدار (١%) من حجم هذا الجزء لمقاومة الإجهادات الناشئة عن الدق. كما يقوى الجزء السفلى منه بطول متر ونصف بتسليح إضافى قدره ١,٥ من حجم هذا الجزء على أن ينتهى الخازوق من أسفل بشكل مهرم يثبت به كعب هرمى من الحديد الزهر، وذلك لتسهيل اختراق الخازوق للأرض أثناء دقه، وأحياناً يوضع داخل الخازوق عند صبه ماسورة من الحديد تصل إلى قدمه لإمكان تسليط المياه فيها تحت ضغط لتسهيل نزول الخازوق فى الطبقات الرملية غير المنظورة الارتكاز عليها.

الخوازيق الجاهزة



شكل (١٢-٧)

• وتختلف أقطار الخوازيق أو أبعاد قطاعاتها بين ٢٥ ، ٦٥ سنتيمترات كما تختلف أطوالها بين ٦ ، ٢٠ متراً، وهى مصممة لتحمل ٨٠ طناً بأمان مع احتساب جهد المقاومة ٤٠٠ طن.

❁ **مميزات الخوازيق الجاهزة:**

١- عمرها فى الجفاف مساو لعمرها فى الرطوبة وعلى ذلك يمكن تعرضها لرطوبة وجفاف متعاقبين.
٢- قوة تحملها يصل إلى ٨٠ طناً.
٣- رخيصة الثمن.
٤- يمكن زيادة أطوالها بعمل وصلات.

❁ **عيوب الخوازيق الجاهزة:**

١- تحتاج لمكان لتخزينها لزمن ما.
٢- قد تنكسر أثناء نقلها، ولا يمكن إصلاحها.
٣- طريقة نقلها تدخل فى تصميم الخازوق نفسه.

٢- خازوق سمبلكس *(Simplex Pile)*:

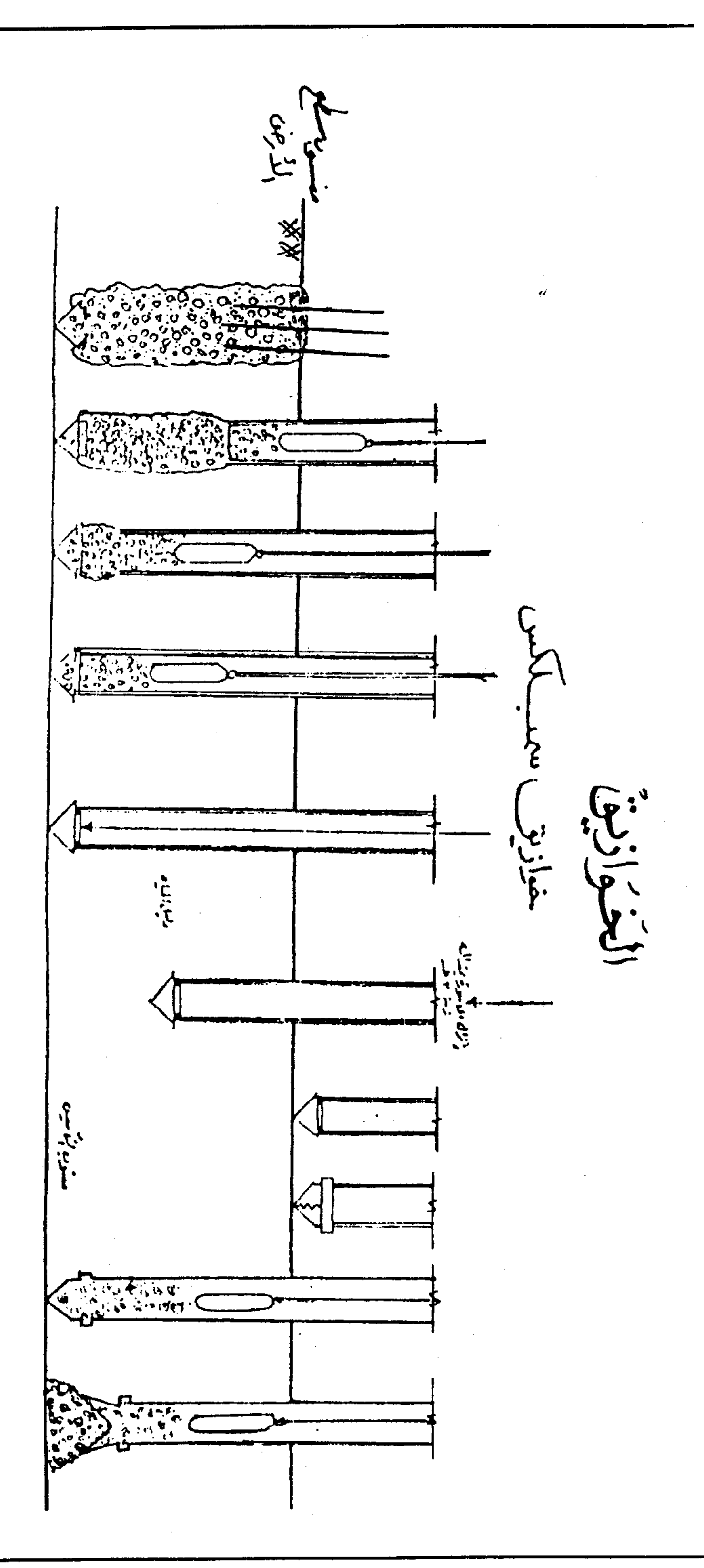
يتحمل خازوق سمبلكس من ٤٠ إلى ٥٠ طن، والغلاف الخارجى عبارة عن ماسورة من الصلب قطرها الخارجى ٤٠ سم وبطول "٨,٥،١٢، ١٥، ١٨ م" وينتهى طرفها العلوى بجزء مقوى يركب عليه طربوش من الصلب لتلقى ضربات المندالة الحديدية زنة ٢ طن أو ٣ طن، وبهذا الجزء أيضاً فتحتان لتعليق الماسورة فى الحبال المعدنية الخاصة المشدودة بونش آلة الدق لسحب الماسورة أثناء صب الخرسانة ودكها، وطرفها السفلى مجهز بكعب مسنن على هيئة فكى التمساح، وتصل به اتصالاً مفصلياً ويكون مقفلاً تحت تأثير الدق أثناء إنزال الماسورة لمنع الأتربة والمواد الغريبة من دخول الماسورة والاختلاط بالخرسانة، وفى حالة استعمال الخازوق فى أرض بها مياه جوفية يستعمل كعب مخروطى أصم من الحديد الزهر "الزنبة" بدلاً من فكى التمساح لمنع دخول المياه إلى الماسورة. كما هو موضح بشكل (١٢-٨) يغلق الفاصل بين الماسورة والكعب. بوضع حبال من القطن والكتان بينهما.

❁ **وتتلخص طريقة عمل الخازوق:**

فى أن تعلق الماسورة بحبلى الونش وتحفظ رأسية بين دليلى آلة الدق فى الموضـــع المحدد للخازوق ويوضع فوق رأسها الطربوش، ويدق عليها بالمندالة حتى تصل إلى العمق المطلوب فيرفع الطربوش وتستبدل زنة ٣ طن بمندالة ثانية زنـــة ٨٠٠ كـيلو جرام، وترفع إلى أعلا وتجهز خلطة خرسانية مكونة من ٠,٤ زلـــط + ٠,٢ رمـــل + ١٥٠ كجم أسمنت وتملأ الماسورة بارتفاع ١,٥ متراً ثم يســـتمر نـــزول المـــندالة داخل الماسورة لضمان الحصول على تجانس خرسانة الخازوق. ثم ترفع الماسورة بحيث يظل جزء من الخرسانة داخل الماسورة تكفى لمـــنع تسرب المياه والمواد الغريبة وخلطها بخرسانة الخازوق (فتفصل الخازوق إلى أجزاء) ثم يصب جزء آخر من الخرسانة وتدق بالمندالة وترفع الماسورة ... وهكـــذا. حـــتى يتم عمل الخازوق بالطول المطلوب مع مراعاة أن يكون ارتفاع الخرســـانة داخل الماسورة بارتفاع كاف أثناء عملية الرفع، وذلك بتحديد علامة علـــى الدليل داخل الماسورة. ولا يمكن تسليح هذه الخوازيق إلا باستعمال مندالة خاصـــة لـــدق الخرسانة يجرى داخلها حديد التسليح كدليل. وفى المعتاد توضع بعـــض الأسياخ فى الجزء العلوى من الخازوق لربطها بتسليح الميدة التى تربط رؤســـها ويكون شكل الخازوق بعد الانتهاء من صنعه ذا جوانب غير منتظمة. إذ أن الخرسانة عند دقها تتشعب بجوانب الأرض وهذا فضلاً عن أن دق الماسورة الفارغـــة نفســـها يضـــغط الأرض ضـــغطاً لا بأس به. وهذه الخوازيق هى أكثر الخوازيق شيوعاً فى مصر لأنها أقل الخوازيق كلفة ولأنها سهلة التنفيذ حيث إنه يمكـــن عمـــل نحو ثمانية خوازيق فى اليوم الواحد بعمق ٨,٥ أمتار فى الأرض المتوسطة الصلابة. وتلك الطريقة تنجح كل النجاح فى الأرض الطينية المتماسكة الـــتى يمكـــنها باحتكاكها أن تحمل جزءاً من الحمل المكلف به الخازوق ومن أهم المشروعات التى استخدمت فيها خوازيق سمبلكس.

أساس مستشفى القصر العينى – أساس بناء محكمة القضاء العالى.

شكل رقم (١٢–٨) تبين طريقة تنفيذ هذا الخازوق.



شكل رقم (١٢-٨)

٣- خوازيق فرانكي *(Franki)*:

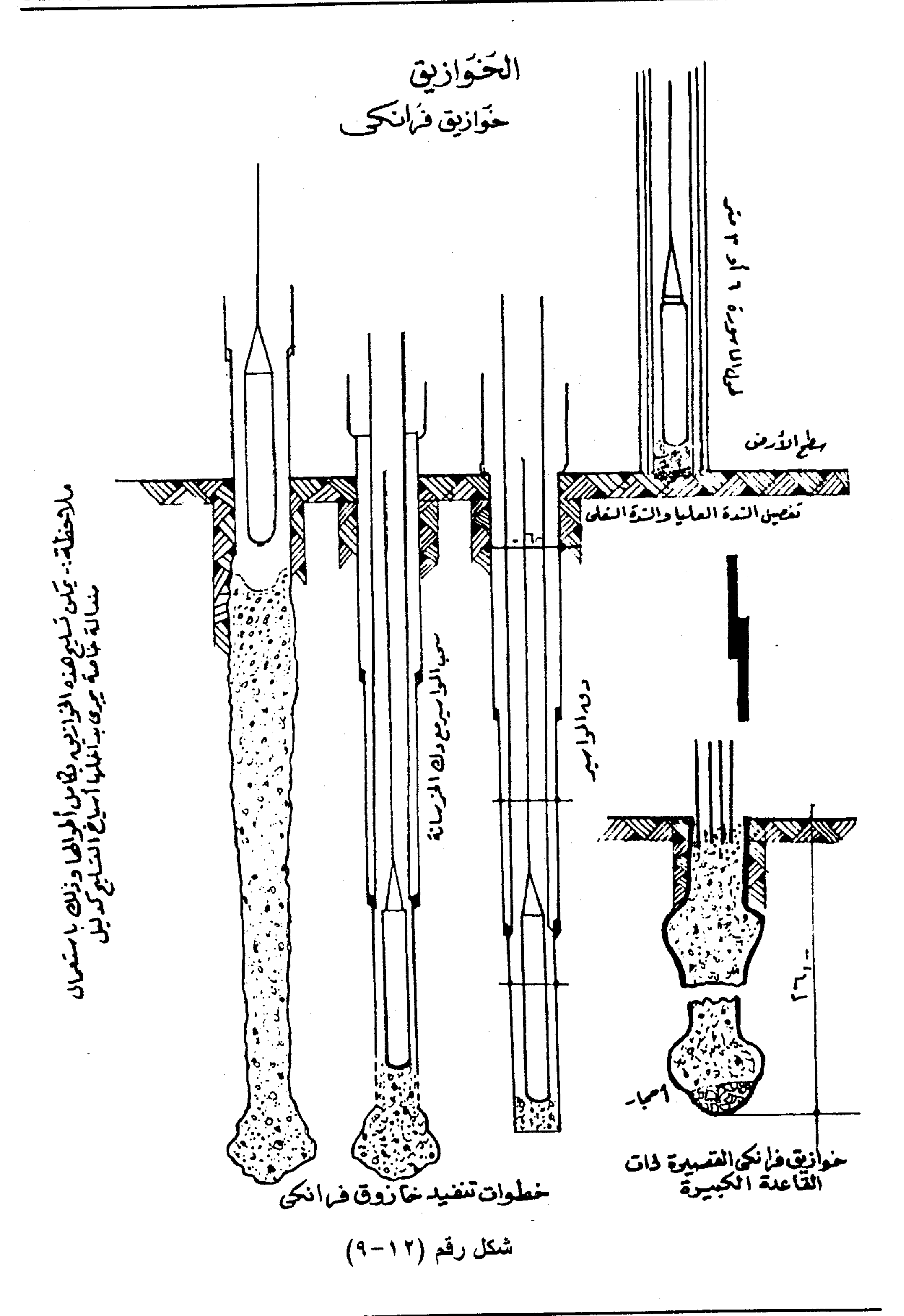
يكـــون الغـــلاف الخـــارجى لهذه الخوازيق من ماسورة أو اثنين أو ثلاثة تلســـكوبية، وأن أنـــواع خوازيق فراكى الموجودة لا يوجد أى خلاف فى عملها بالنســـبة للخوازيق الخفيفة أو الثقيلة، وإنما الخلاف فى قطر الماسورة، حيث أن قطر الماسورة فى حالة الخازوق الخفيف ٤٠ سم من الخارج ويتراوح حمله بين ٤٠ إلى ٥٠ طن، وقطر الخازوق الثقيل ٥٢ سم من الخارج ويتراوح حمله بين ٨٠ إلى ٩٠ طن وتستعمل هذه الخوازيق فى حالة طبقات التأسيس على مسافات بســـيطة مـــن ١٠ إلى ٢٠ متراً ويمكن دق هذه الخوازيق على المائل بزاوية لا تزيد عن ١٥° فى وجود قوة أفقية شكل (١٢-٩).

❁ **وتتلخص طريقة دق هذه الخوازيق فيما يلى:**

• توضـــع الماسورة رأسياً على سطح الأرض فى الموضع الذى يراد الدق فـــيه، ويوضع بداخلها زلط حرش بارتفاع ٢,٠٠ متر أو يوضع بداخلها خرسانة فلفلـــة "ويسمى الباشرم" "البصلة" ثم تدق بمندالة وزنها ٤ طن تسقط حرة داخل الماسورة وعند استمرار الدق تنزل الماسورة لأسفل داخل طبقاً الأرض. وتستمر عملية الدق حتى الوصول إلى المنسوب الذى حددته الجسة.

• ويصـــب الخرســـانة داخل الماسورة بارتفاع كاف وتستمر عملية الدق بالمندالة داخل الماسورة مع استمرار صب وتثبيت الخرسانة من أعلى بالمندالة، ويجب ملاحظة وجود جزء من الخرسانة داخل الماسورة يكفى لمنع تسرب المياه والمـــواد الغريـــبة واخـــتلاطهما بخرسانة الخازوق كما هو موضح بالشكل رقم (١٢-١٠).

• ويستمر رمى الخرسانة ودقها بالمندالة حتى تتكون للخازوق قاعدة من الخرسانة وبإزاحة التربة جانباً، وتتوقف القاعدة المتكونة إلى حد كبير على نوع الطـــبقة الـــتى ينتهى عندها الخازوق. وبعد تكوين القاعدة يصب جزء آخر من الخرسانة فى الماسورة، ويدق قليلاً ثم ترتفع الماسورة إلى أعلى بواسطة الحبال المـــربوطة بهـــا وتـــدق الخرســـانة بالمندالة حتى يملأ الفراغ الذى كانت تشغله الماســـورة قـــبل رفعهـــا ثم يصب جزء آخر من الخرسانة ثم تشد الماسورة إلى أعلـــى مسافة أخرى، وتدق الخرسانة ثانياً على الفراغ ... وهكذا حتى يتم عمل الخازوق بالطول المطلوب مع مراعاة أن يكون ارتفاع الخرسانة داخل الماسورة بكـــامل ارتفاعهـــا بعـــد عملـــية الـــرفع، وذلك بتحديد علامة على الدليل داخل الماسورة.


الخوازيق
خوازيق فرانكى
سطح الأرض
تفصيل الشدة العليا والشدة السفلى
خطوات تنفيذ خازوق فرانكى
خوازيق فرانكى القصيرة ذات القاعدة الكبيرة

شكل رقم (١٢-٩)

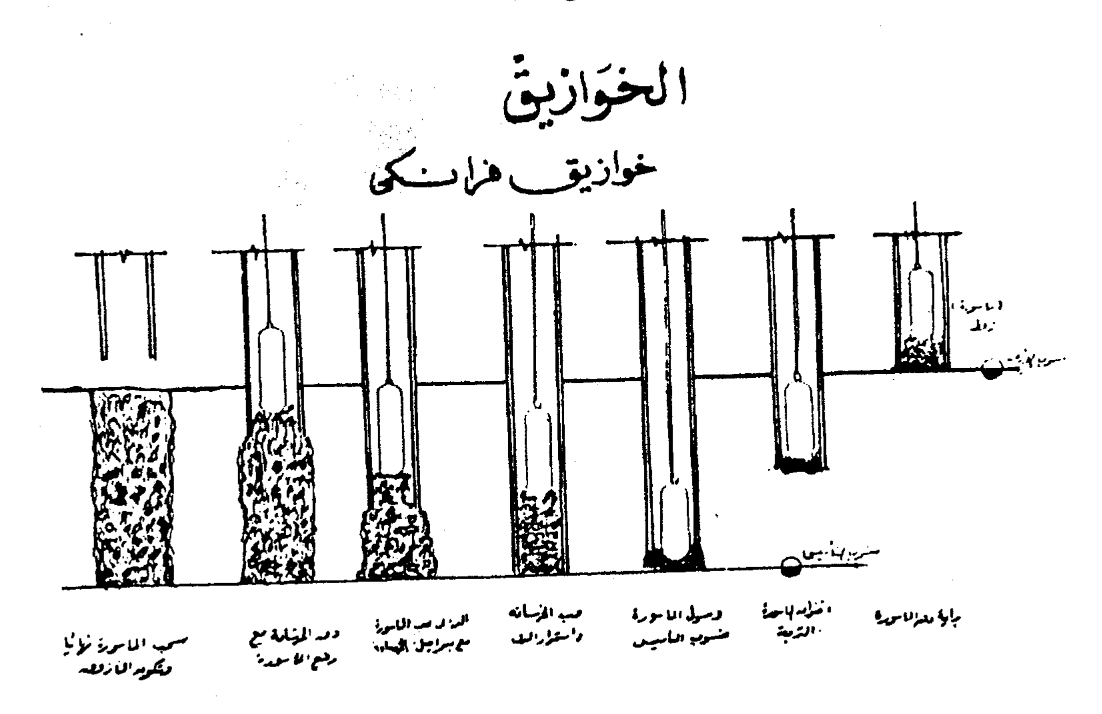
• ويوضـــع عادة ثلاثة أو خمسة أسياخ حديد قطر ١٦ مم وبطول من ٣ إلـــى ٥ متر وبكانات حلزونية قطر ٨ مم على مسافة ٢٠ سم وملحومة بأسياخ التسليح وذلك لبط الخازوق بالميدة المسلحة أعلاه.

• أن خوازيق فرانكى لما لها من قاعدتها الكبيرة "البصلة" والتى تتفق مع طبيعة الأرض.

• تعتـــبر مـــن الممـــيزات لهـــذا الخازوق إضافة إلى ذلك أن جوانبه غير منتظمة حيث تتغير بتغير طبيعة طبقات الأرض التى تخترقها وقابليتها للإنضغاط ودخول الخرسانة فيها تحت تأثير الدق.

• ومن مزايا هذا الخازوق كبر المقاومة إذا كان الصب متقناً حيث لا يهبط الخـــازوق أكثر من ملليمترين إذا سلط عليه الحمل الاعتيادى وإذا زاد الحمل إلى ٥٠% فيكون الهبوط ١٠,٥ ملليمترات.

• العيوب : غير اقتصادى فى حالة الأعمال الخفيفة.



شكل (١٢-١٠)

٤- خازوق فيبرو (Vibro):

• تنفيذ هذه الأساسات على خوازيق ارتكازية بدق ماسورة حديدية خاصة بقطر خارجى ٤٠ سم بطول قد يصل إلى ١٧ متراً. نهايتها السفلى أكبر قليلاً من ذلـك، ويركب فيها كعب مخروطى "زنبة" من الحديد الزهر يترك فى الأرض قطر حافته ٤٥ سم، وذلك منع دخول المياه والأتربة بالماسورة أثناء دقها.

• وتدق الماسورة بواسطة الشواكيش النصف أتوماتيكية المناسبة يتراوح وزنهـا من ٢-٤ طن وبمسافة سقوط بين (١,٢٠ إلى ١,٨٠) متراً ودقاتها ٤٠ دقة فى الدقيقة.

• وبعـد الوصول للعمق المطلوب تملأ الماسورة بالخرسانة ويصير دكها بواسـطة حـركة دق وسـحب بواسطة الشفة السفلى للماسورة أى تنزل ٤ سم وتسـحب ٢ سم، ويترتب على ذلك بأن يكون جوانب الخازوق على شكل مسنن، ممـا يـزيد فى ضمان الاحتكاك والارتباط مع طبقات الأرض المحيطة بالخازوق، وبالـتالى تـزيد كفاءتـه ولكن لا يمكن أن تصل هذه النتوءات إلى عمق النتوءات الناتجة عن خازوق سمبلكس.

• والجدول رقم (١٢-٣) الآتى يبين أنواع الخوازيق فيبرو العادية:

جدول (١٢-٣)

نوع الخازوق	حمل التشغيل	حمل التجربة	طول الخازوق
فيبرو عادى بماسورة قطر ١٦ً	تتراوح من ٤٠ : ٦٠ طن	يصل إلى ١٠٠ طن	يصل إلى ٤٠ م
فيبرو عادى بماسورة قطر ١٨ً	تتراوح من ٥٠ : ٧٥ طن	يصل إلى ١٢٥ طن	يصل إلى ٣٥ م
فيبرو عادى بماسورة قطر ٢٠ً	تتراوح من ٦٠ : ٩٠ طن	يصل إلى ١٥٠ طن	يصل إلى ٣٠ م

• ومن الجدول أعلاه يختار نوع الخازوق، وذلك حسب نوع المنشأ المقام عليها وطبيعة طبقات التربة.

• وفـى تنفـيذ خازوق فيبرو. ينشأ من ملء الماسورة بأكملها بالخرسانة قبل سحبها أن تكون طبقات الخرسانة السفلى مضغوطة تحت ثقل الخرسانة التى

فوقها فيصعب والحالة هذه أن تخترقها مياه أو أتربة عند سحب الماسورة. وأن حـركة الاهـتزاز الـذى يحدثه الدق والسحب المستمر تجعل خرسانة الخازوق متجانسة، على أن يراعى دائماً أن تكون نسبة ماء الخلط قليلة نوعاً ما "مغلغلة" حـتى لا تحـدث هـذه الاهتزازات صعود زبد الأسمنت إلى أعلا، وتختلف نسبة الأسـمنت الداخـل فـى تكويـن الخرسـانة وفقاً للإجهادات المطلوبة تحميلها للخرسانة.

• ويمكن تسليح هذه الخوازيق بكامل طولها، أو بأى جزء منها لمقتضيات حالـة كل منها، وفى كلتا الحالتين يجب أن توضع أسياخ التسليح بالجزء العلوى مـنها لضـمان ربطها بتسليح الميدة الرابطة لرؤوس الخوازيق. وتستعمل هذه الخوازيـق بـنجاح فـى الأرض الطينية المتماسكة حيث تساعد على الاحتكاك. وعموماً حمولة الخوازيق تتوقف على مقاومة الأرض التى يرتكز عليها ومقاومة الاحتكاك بين بدن الخازوق والتربة المحيطة به.

• مبين بشكل رقم (١٢-١١) رسم توضيح لتنفيذ خازوق فيبرو.

٥- خوازيق استراوس *(Strauss)*:

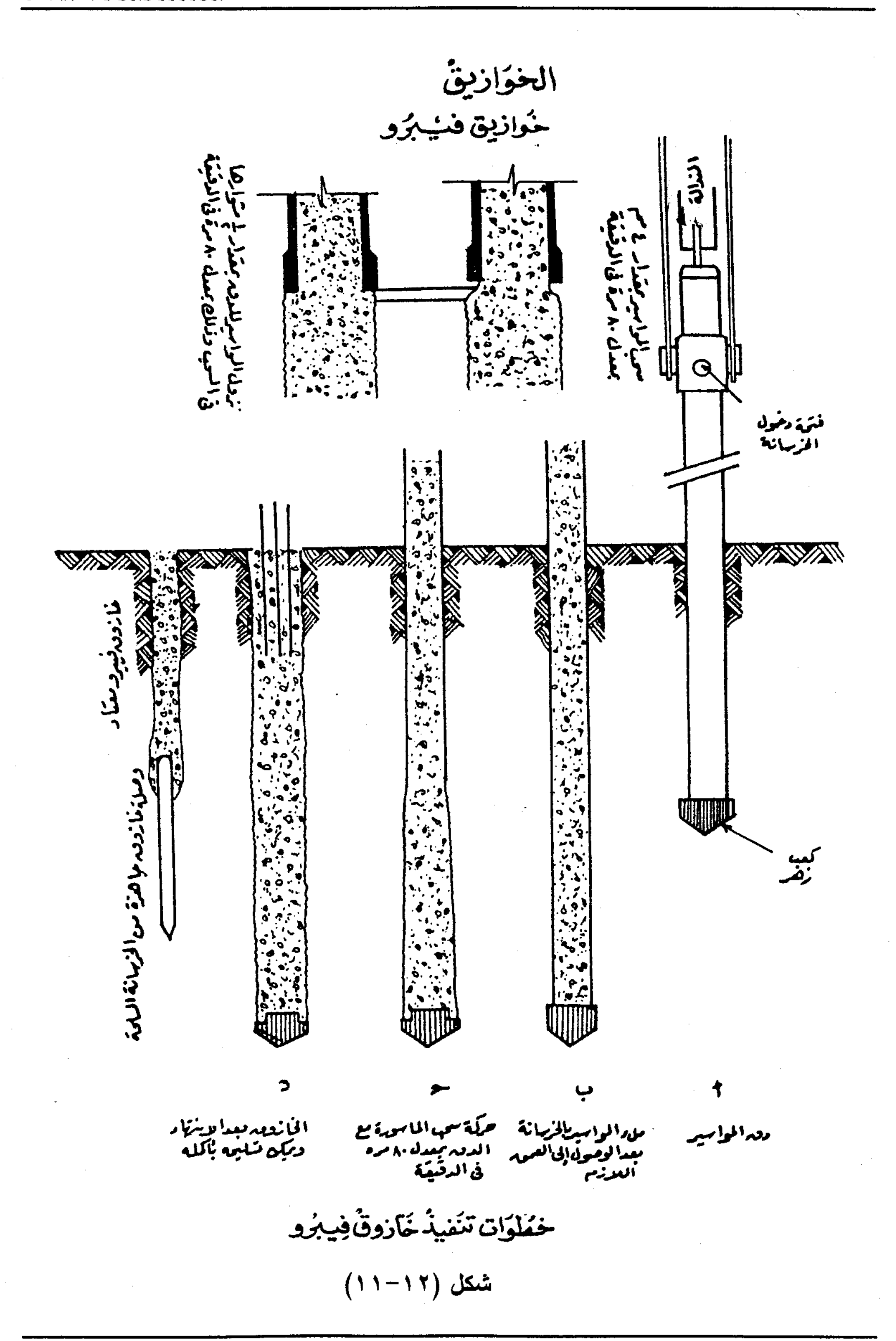
توجد طريقتان لتنفيذ خوازيق استراوس وهما ما يلى :

أ) *الطريقة اليدوية:*

• تغـوص ماسورة هذا النوع من الخوازيق فى الآبار بالطريقة التى تحفر بها الآبار الارتوازية فالماسورة بقطر ٢٠ إلى ٤٠ سم. وتكون من عدة قطع من المواسـير طـول القطعة حوالى ٣ متراً وتجمع معاً بواسطة الجلب والقلاووظ. وتغـوص هـذه الماسورة بتفريغ مكان لها أولاً بأول أثناء نزولها بواسطة إنزال بلـف مـن داخل الماسورة لتفريغ مكان لها. وتوجد عدة أنواع من هذه البلوف تخـتلف باخـتلاف اسـتعمالها فى الطبقات التى تخترقها الماسورة فمنها ما هو للأرض الطينية أو الصلبة.

الخوازيق

خوازيق فيبرو



خطوات تنفيذ خازوق فيبرو

شكل (١٢-١١)

• وعـــند الوصـــول إلى العمق والمنسوب المطلوبين التأسيس عندهم تملأ الماســـورة أولاً بـــأول بالخرســـانة ويدق عليها بالمندالة أثناء سحب الماسورة بالحـــبال والـــبكرة وهكذا تستمر هذه العملية حتى يتم ملء الماسورة بالخرسانة وســـحبها باليد والكوريك وقد يمكن لهذه الخوازيق أن تتحمل من ٢٠ - ٢٥ طن للخـــازوق الواحـــد، إذا كـــان بعمـــق من ٦ - ٩ أمتار ويوجد من هذا النوع ما يســـتعمل فـــيه الهـــواء المضغوط بضغط قدره من ٢ إلى ٥ جوى وذلك لضغط الخرسانة وسحب الماسورة.

• وقـــد يتصـــادف عـــند سحب الماسورة أى صعوبة فيركب عليها حزام عريض من الخشب ويصير سحب الماسورة بواسطة كوريك. لا يمكن تسليح هذه الخوازيـــق نظـــراً لأن أســـياخ التسليح تعوق مطرقة دك الخرسانة، ولكن يمكن تسليح رؤوسها فقط بأشاير لإمكان ربطها بتسليح الميد التى تربط هذه الرؤوس.

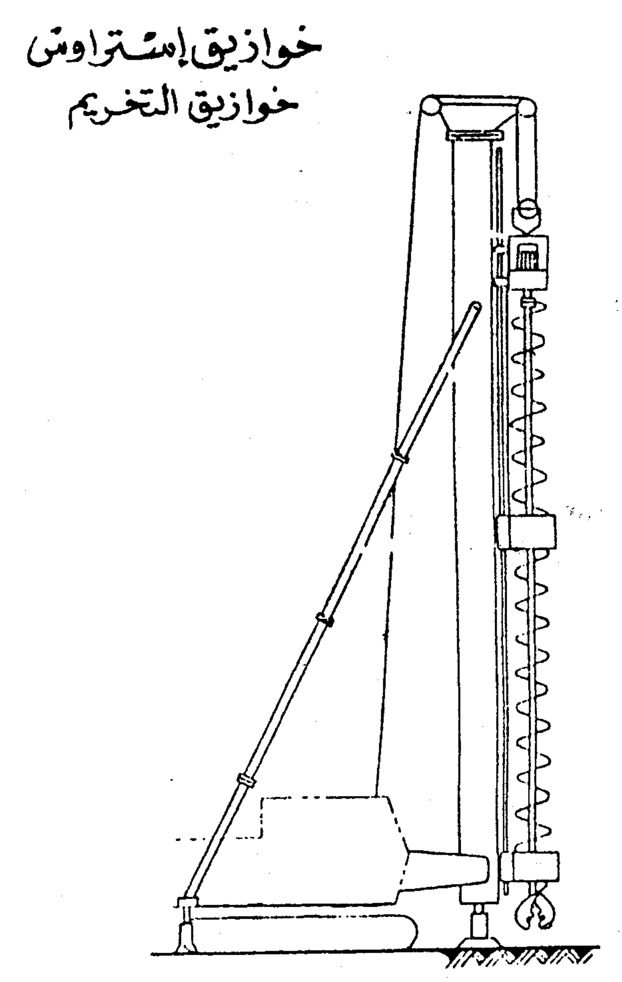
ب) *الطريقة الميكانيكية:*

• تنفـــيذ هذه الأساسات باستعمال الطريقة التقليدية السابقة. بعد تطويرها فنـــياً بأن يدخل بلف داخل الماسورة لعملية التغويص، التى تتم بالطريقة اليدوية، ويـــتم عملـــية التفريغ ميكانيكياً إلى طبقات التربة المحدد الارتكاز عليها، وتصل أقطـــار الخوازيـــق مـــن ١٠ إلى ١٢ بوصة بعمق يصل إلى ١٤ متراً ويعمل له تقفيصة حديد.

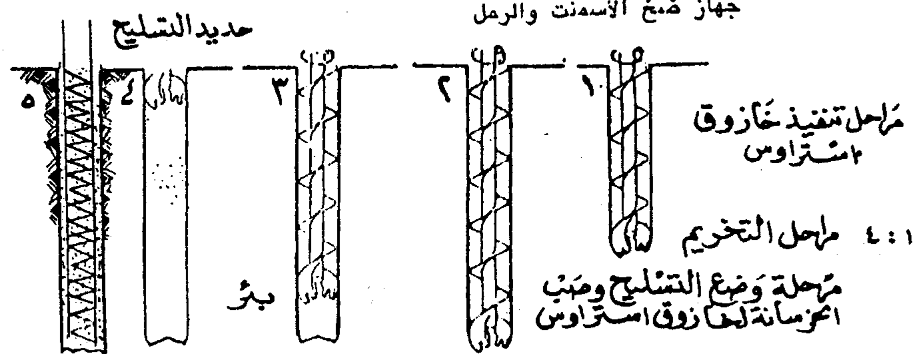
• وقـــد يعمل هذا الخازوق بطريقة أخرى فى الأرض الطينية، وذلك بحفر البـــئر بواسطة المثقب البريمى إلى أن يصل للأرض الصالحة للتأسيس ثم يوضع تســـليح الخازوق فيها وصب الخرسانة عليه ويتحمل مثل هذا الخازوق من ٢٠ إلى ٢٥ طن.

• مبين بشكل رقم (١٢- ١٢) المثقب البريمى وخازوق ستراوس.

خوازيق إستراوس
خوازيق التخريم



الماكينة التى تقوم بالتخريم مركب فى اعلاها جهاز ضخ الأسمنت والرمل



شكل (١٢- ١٢)

٦- خوازيق كمبرسول (Compressol):

• يتلخص تنفيذ هذه الخوازيق فى أن يحفر فى التربة ثقب مستدير بقطر حوالى ١,٠٠ متراً شكل (٨-١٦) وبالعمق المحدد للخازوق، وتوضع أسطوانة من الحديد مفتوحة الطرفين لمنع انهيار التربة أثناء العمل. ثم تضغط التربة داخل هذا الثقب بواسطة حفارة "زنبة" كما هى موضحة بالشكل رقم(١٢-١٣-١) وذلك بتركها تسقط سقطات حرة متكررة من آلة الدق ومن ارتفاعات تختلف باختلاف نوع التربة الجارى العمل فيها. ويستمر تشغيل هذه حتى يصل قاع الثقب إلى طبقة صلبة أو إلى العمق المطلوب الذى سيصير عليه الارتكاز، ويراعى أنه إذا كانت طبقات التربة تميل للانهيار فيصير وقاية جوانب الثقب بغلافات أسطوانية على أن ترفع فيما بعد.

• وبعد الوصول إلى العمق المطلوب ترمى فى قاع الثقب كمية من الدبش "حوالى متر مكعب" يضاف إليها بعض من الجير العادى أو المائى، وتدك بواسطة زنبة أخرى تعرف بالدكاكة وهى المبينة بالشكل رقم (١٢-١٣-٢) تترك لتسقط سقوط حرة متكررة بنفس الطريقة فيتداخل الدبش فى قاع الثقب وفى جوانبه وبذلك تتكون قاعدة الخازوق وقد يتراوح قطرها بين ١,٢٠ : ١,٥٠ متراً.

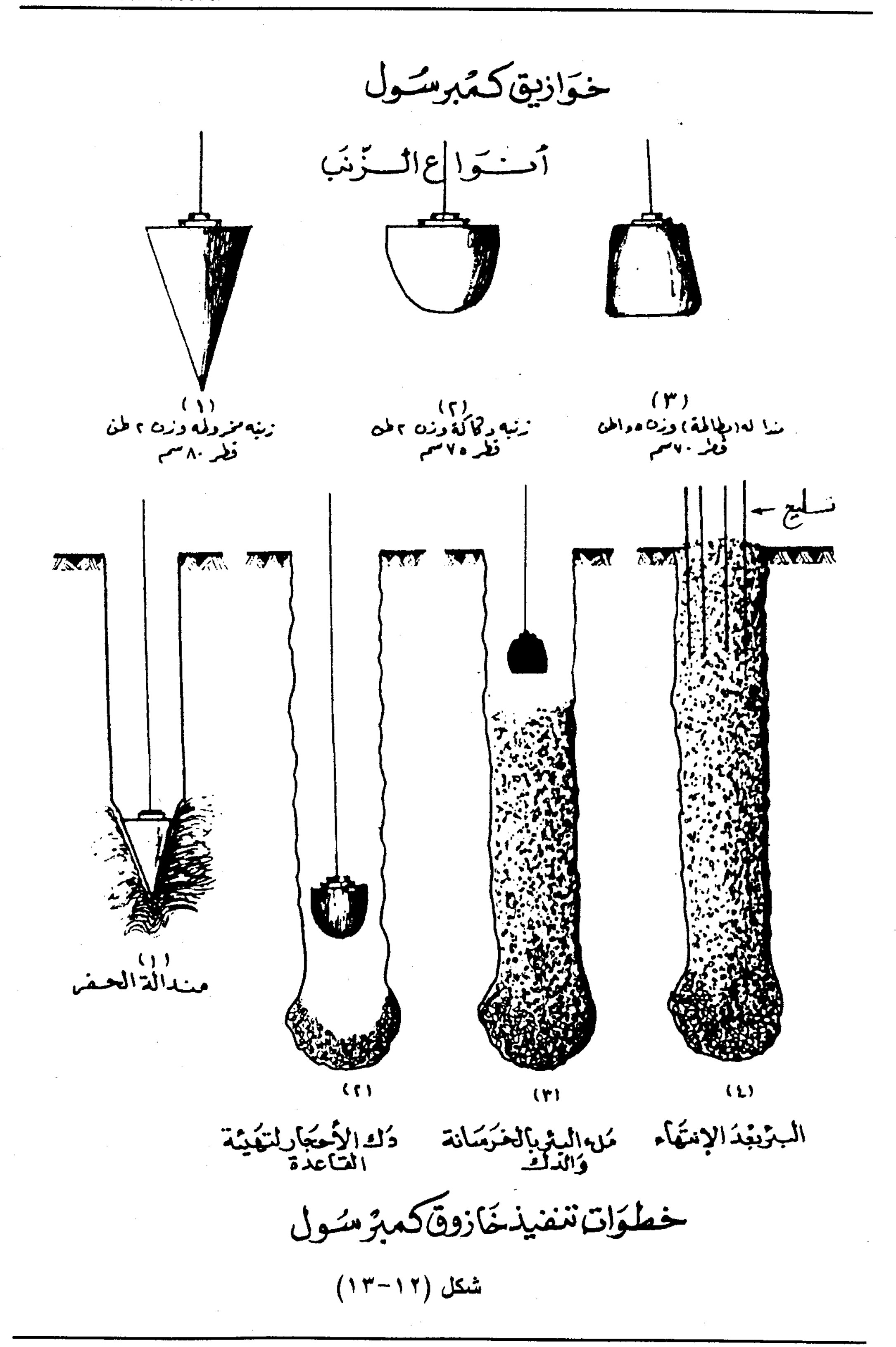
• وبعد ذلك يملأ الثقب "البئر" بطبقات متعاقبة من الخرسانة تدق أولاً بأول بالمندالة المبينة فى الشكل رقم (١٢-١٣-٣) وتعرف باسم البطاطة فتتشعب الخرسانة بجوانب الثقب ويراعى أن يكون الماء المستعمل فى الخرسانة متناسب مع مائية التربة.

• ويمكن تسليح الجزء العلوى من الخازوق كما هو مبين بالشكل رقم (١٢-١٣-٤) الذى يبين خطوات عمل هذا الخازوق وذلك لضمان ربطها بالميد الرابطة لرؤوسها.

• قطر الخازوق بعد نهو حوالى متراً ويتحمل من ٨٠ إلى ١٢٠ طن.

• وتصلح هذه الخوازيق فى الأرض الطينية القابلة للضغط وذات التماسك المتوسط، الخوازيق عن المترين ويجب أن لا تقل المسافة بين محاور الخوازيق "الآبار" عن المترين.

• ولا تصلح إطلاقاً فى الأراضى غير القابلة للضغط كالرمال والحصى والطفل المتماسك وكذلك الأرض اللازجة والمطاطة والأراضى الرخوة المغمورة بالمياه، وذلك لصعوبة تشغيل الزمبة فيها.


خوازيق كمبرسول
أنواع الزنب
(١)
زنبه مخروطيه وزن ٢ طن
قطر ٨٠ سم
(٢)
زنبه دكاكة وزن ٢ طن
قطر ٧٥ سم
(٣)
مندالة (طالمة) وزن ٥,٥ طن
قطر ٧٠ سم
تسليح
(١)
مندالة الحفر
(٢)
دك الأحجار لتهيئة القاعدة
(٣)
ملء البئر بالخرسانة والدك
(٤)
البئر بعد الإنتهاء
خطوات تنفيذ خازوق كمبرسول

شكل (١٢-١٣)

١٢-٥-٦ تنفيذ الأساسات الخازوقية:

❁ *مقدمة:*

تنفذ الخوازيق عادة إما بالدق أو بالتثقيب أو بالهز أو بالجمع بين هذه الطرق الأساسية فى التنفيذ. ويمكن لتسهيل التنفيذ اللجوء إلى الحفر المسبق للطبقات صعبة الاختراق أو ضخ مياه تحت ضغط. وعموماً فإن تنفيذ الخوازيق يجب أن يحقق سلامة جسم الخازوق ويؤكد نقله للأحمال المؤثرة إلى التربة بدون أن يسبب أى إضعاف لهذه التربة.

❁ *معدات التنفيذ:*

تشمل معدات التنفيذ أو أجزاؤها المذكورة فيما بعد، تلك التى لها تأثير مباشر على متابعة دقة التنفيذ. ولا يتسع المجال هنا لسرد جميع هذه المعدات ولكن تم التركيز على المعدات التى لها درجة أكبر من الأهمية أو الأكثر شيوعاً ويمكن اللجوء إلى كتالوجات الشركات المصنعة للحصول على بيانات مفصلة.

i – شواكيش الدق *(Pile driving hammers)*:

هناك أنواع كثيرة من الشواكيش التى تستخدم فى دق أو دفع الخوازيق أو المواسير المستخدمة فى التنفيذ داخل التربة. وتكون الطاقة الأساسية المؤثرة ناتجة عن سقوط الثقل حراً فوق جسم الخازوق، ويمكن زيادة هذه الطاقة فى بعض الشواكيش كما سيوشح فيما بعد. ولكن يجب الأخذ فى الاعتبار تخفيض هذه الطاقة المحسوبة نظرياً نتيجة الاحتكاك داخل النظام الخاص بالشاكوش. وعموماً فإن العوامل التى تؤثر على تخفيض هذه الطاقة هى نوع الشاكوش، وحالته الفنية، وطريقة تشغيله. وبناء على ذلك فإن الطاقة الفعلية المؤثرة أثناء الدق تتراوح ببين ٣٠ ، ٩٥ فى المائة من الطاقة النظرية والمقننة والمذكورة فى كتالوج الشركة المصنعة.

أ) شاكوش حر السقوط (Drop hammer):

• هـو عـبارة عن كتلة ثقيلة من المعدن غالباً حديد صلب يرفع ثم يسقط حـراً تحـت تأثير الجاذبية. ويكون الرفع بواسطة كابل من الصلب فى أسطوانة الونش. وينزلق الشاكوش على قائم ماكينة الدق "mast or leader" ويتم التحكم فـى مسـاره بواسـطة دليل "hammer guide" أو أكثر مثبت فى القائم ويجب العناية بهذا الدليل حتى يكون سقوط الثقل رأسياً ومتمركزاً مع محور الخازوق أو الماسورة.

• وتتأثر الطاقة المؤثرة بالعوامل التالية :

١- الاحتكاك بين دليل الشاكوش وقائم الماكينة.
٢- عدم تمركز الشاكوش مع محور الخازوق أو الماسورة.
٣- كفاءة عامل التشغيل وطريقة جذبه وتركه لكابل الرفع.

ب) شاكوش أحادى التشغيل (Single acting hammer):

يستعمل هذا النوع من الشواكيش البخار أو الهواء المضغوط لرفع الجزء المؤثـر من الشاكوش (المطرقة أو الدقاق ram) والذى يسقط بعد ذلك حراً تحت تأثـير الجاذبية. وتسمى المسافة التى تسقطها المطرقة حرة بالمشوار "stroke" ويخـتلف حسب الشاكوش المستعمل والطاقة المؤثرة. وعموماً يتراوح المشوار بيـن ٠,٩٠ - ١,٣٥ مـتر. ويمكن التحكم فى المشوار بواسطة أجهزة لتثبيت الطاقة المؤثرة وتتراوح سرعة المطرقة بين ٢٥ - ٤٠ دقة فى الدقيقة. ويتوقف اختيار المشوار وسرعة الدق على نوع التربة وحالة المعدات المستعملة.

جـ) شاكوش ثنائى التشغيل (Double acting hammer):

• يختلف هذا النوع من المندالات عن السابق ذكره فى (ب) فى أن البخار أو الهـواء المضغوط يستخدم فى زيادة طاقة الدق أثناء هبوط المطرقة بالإضافة إلـى سقوطها وبناء على ذلك فإن هذه القوة المؤثرة هى مجموع وزن المطرقة (الدقاق ram) بالإضافة إلى قوة البخار أو الهواء المضغوط الدافعة إلى أسفل.

• ويتمـيز هـذا النوع من المندالات عن المندالة أحادية التشغيل بالوزن الأخف للمطرقة وقصر المشوار وسرعة الدق.

د) شاكوش يعمل بالديزل (Diesel hammer):

• يعمل هذا الشاكوش وفقاً لنظام الاحتراق الداخلى الذى يتولد تحت ضغط داخـل حجـرة الاحـتراق. ويـبدأ تشـغيل الشاكوش برفع الأسطوانة الداخلية "piston hammer" إلـى أعلـى ثم تركها لتسقط وعندما تقترب الأسطوانة من نهاية المشوار بدفع الوقود (الديزل) فى الحيز المخصص له والذى ينكمش بدوره نتيجة هبوط الأسطوانة وبذلك ينضغط مزيج السائل والهواء وتزيد درجة حرارته بمجرد ارتطام الأسطوانة بنهاية الشاكوش وعندئذ يحدث انفجار فيدفع الأسطوانة إلى أعلا ويعمل هذا الشاكوش كأحادى التشغيل .S.A أو ثنائى التشغيل .D.A.

• ويجـب التنويه هنا إلى أن الطاقة المقننة التى تذكر فى كتالوج الشركة المصـنعة يمكن أن تختلف كثيراً عن الطاقة الفعلية المؤثرة نتيجة عوامل كثيرة هى :

١- الطاقـة الـناتجة عـن سقوط الأسطوانة الداخلية متغيرة حسب المقاومة الناتجة من التربة أثناء الدق.

٢- يوجد فاقد كبير فى الطاقة المتولدة من الانفجار نتيجة الحرارة والاحتكاك وتسرب السوائل.

• ولذلك فإن الطاقة المقننة "rated energy" فى كتالوج الشركة المصنعة قد تكون ضعف أو ثلاثة أضعاف الطاقة الفعلية المؤثرة ويتوقف ذلك على الحالة الفنية التى عليها الشاكوش.

• ويتميز هذا الشاكوش بطاقة كبيرة وسرعة دق عالية تتراوح بين ٤٠ - ٦٠ دقـة فـى الدقيقة. وتكون هذه السرعة العالية عاملاً مؤثراً فى حجم الطاقة المؤثرة. ويمكن التحكم فى سرعة الشاكوش عن طريق جرعة سائل الديزل الذى يدفع داخل حجرة الاحتراق. كذلك فإن هذه الطاقة تتأثر بالاحتراق غير الكامل أو السـابق لأوانـه. ولهـذا كله يجب التأكد من الطاقة الفعلية لهذا الشاكوش عند استعمالها.

هـ) شواكيش أخرى (Other types of hammers):

• هناك أنواع أخرى من الشواكيش ولكن أقل استعمالاً من المذكورة عاليه نذكر منها :

- شاكوش اهتزازى Vibratory hammer.
- شاكوش مركب Compound hammer.
- شاكوش هيدروليكى Hydraulic hammer.

• يـراعى فى اختيار المطرقة المناسبة أن تكون ذات وزن كاف للحصول على كفاءة عالية لاختراق الخازوق للتربة تحت تأثير ضرباتها. كما يجب ألا تقل كفـاءة الـدق عـن حوالى ٣٠% ويفضل ألا يقل عن ٥٠% محسوبة باستعمال إحـدى المعـادلات الديناميكـية المناسبة حيث لا يقل الاختراق النهائى عن ٢,٥ ملليمـتر للدقة الواحدة ما لم يصل الخازوق إلى الصخر. ويجب ألا يزيد المشوار عن ١,٣٥ متر فى حالة المطرقة حرة السقوط.

• ولكفـاءة الـدق توجد علاقة بين وزن المطرقة ووزن الخازوق كما هو مبيـن علـى سـبيل الاسترشـاد فى الجدول رقم (١٢-٤) . وعلى العموم فمن الأفضل استعمال مطرقة ثقيلة مع سقوط قليل حتى لا تتسبب جهود الدق المتولدة فى رأس الخازوق فى تفتيتها.

جدول (١٢-٤)

نوع الخازوق	وزن المطرقة الساقطة	وزن المطرقة البخارية
خشبى	لا يقل عن ضعف وزن الخازوق	لا يقل عن وزن الخازوق
صلب أو خرسانة	لا يقل عن وزن الخازوق	لا يقل عن ثلثى وزن الخازوق
ستائر حديدية	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة
ستائر خشبية	لا يقل عن ٢,٢٥ وزن الستارة	
ستائر خرسانية	ما بين وزن الستارة و ٠,٦ من وزنها	

ملحوظات:

(*) إذا كان الدق فى أرض سهلة وجب ألا يقل وزن المطرقة عن ١,٥ وزن الستارة.

(**) يجب ألا يزيد مشوار المطرقة على ٠,٩٠ متراً فقط.

ii – وسادة الشاكوش *[hammer cushion (dolly)]*:

• تثبت هذه الوسادة فى خوذة "helmet" أو طربوش الدق "driving cap" لتوزيع الإجهادات أثناء الدق بغرض حماية الخازوق أو الماسورة كذلك الشاكوش. ويجب أن تكون الوسادة مصنوعة من مادة خاصة تسمح بنقل الطاقة إلى الخازوق بدون فاقد كبير. والمواد المستعملة الشائعة هى:

أ) قطعة واحدة أو أكثر من الخشب الصلد "hard wood" بسمك لا يقل عن ١٥٠ ملليمتر وبحيث تكون الألياف فى اتجاه مواز لمحور الخازوق ويثبت الخشب داخل طربوش الدق بدون ترك فراغات. وعيوب هذه المادة هو كسرها بسبب الضغط أو احتراقها كما أنها تمتص جزءاً كبيراً من الطاقة المؤثرة.

ب) أسطوانة من الألومنيوم ولها ميزة نقل طاقة أكبر كثيراً من الخشب الصلد كما أنها تنضغط إنضغاطاً مرناً تحت تأثير ضربة المندالة ولها عمر كبي. وبالتالى فإن ذلك يؤدى إلى نقل منتظم للطاقة إلى الخازوق أثناء الدق مما يؤدى إلى زيادة الثقة فى كفاءة الخازوق عن طريق التحكم فى الطاقة المؤثرة.

جـ) أسطوانة من البلاستيك (فيبرا) وتماثل فى خواصها مادة الألومنيوم السابقة من حيث الكفاءة حيث أنها تعطى معامل رجوع " coefficient of restitution" أكبر كثيراً مما للخشب.

• ويمكن إضافة مواد أخرى إلى المواد الرئيسية المذكورة سابقاً مثل حبال النايلون أو الحرير أو الصلب التى تلف حول نفسها وتكون أسطوانة توضع أسفل الأسطوانات السابقة كذلك يمكن عمل طبقات متتابعة من هذه المواد. وعموماً فإن اختيار المادة أو المواد للوسادة يتوقف على نوع التربة وتوافر هذه المواد وتكلفتها.

iii– وسادة الخازوق *(Pile cushion, Packing)*:

تستعمل هذه الوسادة فى حالة الخوازيق سابقة الصب فقط فتوضع بين الخازوق والخوذة وتكون المادة المستعملة عادة من الخشب الطرى.

iv- قائم الماكينة (Leader or mast):

أهمية قائم الماكينة هو تثبيت الخازوق أو الماسورة .... الخ والشاكوش ويكون التثبيت عن طريق دليل أو أكثر. ويجب فحص القائم جيداً قبل التنفيذ للتأكد من رأسيته وعدم وجود أى انحناءات أو انتفاخات به، وكذلك يكون القائم ذا جساءة عالية ليتحمل الإجهادات الناتجة عن الدق أو السحب. ويتم إصلاح القائم فوراً عند حدوث أى أعطاب حتى لا تتراكم ويكون إصلاحها صعباً، وحتى لا يؤثر ذلك على دقة التنفيذ.

V- ماكينات الحفر:

يتم الحفر إما بواسطة صينية دوارة "rotary table" كما فى معظم أنواع الخوازيق مثل خوازيق الحفر البريمى المستمر (C.F.A)، أو الحفر الدوار "rotary drilling" التى تستعمل فيها مادة البنتونيت، أو التى يستعمل فيها ماسورة مؤقتة على وصلات أو الحفر بكباش أو يتم الحفر بواسطة بلف ساقط لتجميع التربة "precussion" كما فى خوازيق ستر راوس.

أ) *الصينية الدوارة (Rotary table):*

تعمل الصينية الدوارة على إحداث حركة دائرية فى مستوى عمودى على محور الخازوق ويسبب هذه الحركة عادة موتور هيدروليكى متصل به مجموعة مخفضات للسرعة "speed reducer" أو بواسطة "torque converter".

ب) *مصدر القوى (Power pack):*

يتكون من موتور "diesel engine" وطلمبة زيت "hydraulic pump" تدفع الزيت إلى الموتور الهيدروليكى أو "torque converter" لإحداث الحركة. ويمكن استعمال مصدر طاقة واحدة لحركة الصينية الدوارة بالإضافة إلى حركة الونش. ويجب التأكد من أن طاقة مصدر القوى "applied torque" تتناسب مع المقاومة أثناء الحفر والتى تعتمد على نظام الحفر وقطر الخازوق وطوله.

جـ) أداة الحفر:

يكون الحفر بواسطة بريمة أو بلف وفى كلا الحالتين يتم تزويدهما بحوافز أو أظافـر "teeth" لتسـهيل عملـية الحفر. وتتآكل هذه الأظافر بمرور الوقت وحسـب نـوع التربة. ولذلك يجب فحصها من حين لآخر لأكثر من سبب أهمها أنهـا تعطى القطر الخارجى للخازوق. ولذا يعوض هذا التآكل باللحام المباشر أو لحـام سيخ للحرف الخارجى للظفر. وتنزلق البريمة "auger" على قائم الماكينة "mast" فى حالة نظام الحفر البريمى المستمر (C.F.A)، وعندئذ يجب التأكد من جسـاءة القـائم لـتحمل اللى الناتج عن مقاومة التربة، ويمكن إنزال البريمة أو البلف بواسطة عامود تلسكوبى "telescopic killiy" وذلك فى حالة أنظمة الحفر الأخرى.

❁ تنفيذ الخوازيق:

الطـرق الشائعة للتنفيذ هى الدق والحفر، وهناك طرق أخرى أقل شيوعاً مثل التنفيذ بالاهتزاز أو دفع المياه تحت ضغط أو البرم. ويمكن استخدام أكثر من طـريقة فـى التنفيذ. ويشمل التنفيذ المناولة والتخزين ثم اختيار أنسب المعدات واسـتعمال طـرق خاصـة بقصـد الوصول إلى كفاءة أو جودة عالية أو تقليل المشاكل المتعلقة بالتنفيذ.

i – المناولة والتخزين:

• عـند مـناولة أو تخزين الخوازيق مثل سابقة الصب أو خوازيق حرف (H) الطويلة أو الخوازيق الخشبية يجب العناية تماماً بحيث لا يسبب ذلك تكسيراً أو اعوجاجـاً لجسم الخازوق. فيجب تزويد جسم الخازوق بعدد من النقط الكافية لـرفعه أو نقلـه. وتكون هذه النقط خصوصاً فى الخوازيق سابقة الصب محددة مسـبقاً بواسـطة الحسـابات الإستاتيكية كذلك يجب تجنب وقوع الخوازيق عند رصها أو نقلها.

• وبالنسبة للخوازيق الخشبية بالإضافة إلى ما سبق فيجب الاحتراس الشديد حتى لا تتسبب معدات النقل والتستيف فى عمل خدوش أو تشققات فى السطح الخارجى المعالج لجسم الخازوق. كذلك يجب تحديد نقط الارتكاز أثناء التخزين حتى نتجنب الانحناءات الدائمة.

ii – اختيار الشاكوش:

يتوقف اختيار المندالة على عدة عوامل :

١- الحمولة المأمونة للخازوق: ففى حالة الحمولات الكبيرة يجب الاستعانة بشاكوش ذى طاقة عالية.

٢- نوع التربة وتتابع الطبقات المختلفة: فعند تواجد طبقات ضعيفة أو رخوة فتكون المندالة ذات الطاقة الصغيرة مناسبة. وتكون دقات المندالة متتابعة ذات مشوار قصير.

٣- طول الخازوق أو الماسورة: ومنها يحسب وزن المطرقة المناسبة ويفضل ألا تقل كفاءة الدق عن ٠,٥ وتحسب الكفاءة من معادلة هايلى بند (١٢-٥-١٠). ويمكن الرجوع إلى كتالوج الشركة المصنعة لحساب الكفاءة فى حالة الشاكوش ثنائى التشغيل (.D.A) أو المندالة التى تعمل بالديزل أو خلافه.

٤- سمك الوسادة المستخدم ونوع المادة المصنوع منها: وذلك لقدرتها على امتصاص الطاقة المؤثرة.

٥- نوع الخازوق: حتى لا تتسبب زيادة الدق فى إلحاق الضرر بالخازوق كما هو الحال فى حالة الخوازيق سابقة الصب.

iii– دق الخوازيق:

• قبل البدء فى دق الخوازيق الحاملة يجب عمل اختبارات التربة اللازمة للتأكد من طبيعة الأرض وخواصها، ومنها يمكن معرفة عمق التأسيس التقريبى، وبذلك يمكن تحديد طول الماسورة المستعملة أو طول الخازوق فى حالة

الخوازيــق سـابقة الصب. ثم تعمل تجربة الدق لتحديد المناعات المناسبة لحمل التشـغيل على الأعماق المختلفة الصالحة للتأسيس. وتحسب المناعات باستعمال إحـدى المعـادلات الديناميكـية المعروفة وإن كان أكثرها شيوعاً فى مصر هى معادلـــة هـايلى. وفى حالة تكثيف التربة نتيجة عملية الدق فيمكن عمل أكثر من تجربة دق أثناء التنفيذ لتحديد المناعات الجديدة.

• هـذا ويجـب الـتأكد من رأسية الخازوق أو الماسورة قبل وأثناء الدق بواسطة ميزان مياه طوله لا يقل عن ١٥٠ ملليمتر (٠,٥٠ قدم) ويسمح بتجاوز فى ميل الماسورة أو الخازوق قدره ٢% وتؤخذ المناعات عند منسوب التأسيس ٣ مـرات على الأقل. ويجب أن تكون قيمة تلك المناعات متناقصة أو على الأقل ثابتة.

• ويمكـن تسـهيل عملـية الدق خصوصاً فى الأراضى الرملية والزلطية بواسطة ضخ المياه تحت ضغط إما قبل الدق أو أثناءه مع ضرورة التأكد من عدم تأثير ضخ المياه على قدرة تحمل الخازوق الجارى تنفيذه أو الخوازيق المجاورة. ففـى حالـة الضخ قبل الدق يجب التأكد من عدم فقد التربة حول أركان المبانى المجاورة أو الخوازيق التى سبق دقّها. كذلك فى حالة وجود أحجار أو زلط كبير فـى التربة فإن الضخ يعمل على تجميع هذه الأحجار فى نهاية الثقب المضخوخ "presetting / jetting while driving" ممـا يجعـل الدق بعد ذلك صعباً إن لم يكـن مستحيلاً. وفى حالة الضخ أثناء الدق فيجب العناية بتوزيع الضخ فى نهاية أو حول جسم الخازوق حتى يكون متجانساً حيث أن عدم تجانس الضخ يمكن أن يـؤدى إلـى انحناء فى الخازوق وقد يؤدى ذلك إلى كسره ويجب أن يكون لكل مخرج مياه "jet" مأخذ مستقل للمياه. ويجب تحديد قوة الضخ حتى لا يؤثر ذلك على المبانى أو الخوازيق المجاورة. وبعد الضخ يجب استكمال الدق إلى منسوب أعمق من المنطقة المتأثرة بالضخ.

• هـذا ويمكـن تسهيل عملية الدق أيضاً بالحفر المسبق "predrilling" وهـى عملية يمكن التحكم فيها عن الطريقة السابقة "jetting" حيث أن تأثيرها

الضـــار على الخوازيق والمبانى المجاورة أو على قدرة الخازوق لتحمل الأحمال أقل كثيراً. والحفر المسبق ينجح فى معظم أنواع التربة على أنه يمكن الاستعانة بالبنتونيـــت أو المـــاء لضمان بقاء الحفرة مفتوحة بعد الانتهاء من الحفر. وفى جميع الأحوال فإن عملية الحفر المسبق تحتاج إلى معدات إضافية للحفر والضخ وإلـــى خـــبرة فنـــية لاختيار أداة الحفر وضغوط الماء المناسبة سواء كان الضخ بطـــريقة الدورة المباشرة "direct circulation" أو الدورة العكسية " reverse circulation" وتوجـــد طريقة أخرى لمساعدة الدق وهى عبارة عن دق ماسورة مفـــتوحة فـــى نهايـــتها الســـفلى لاختراق الطبقات الصعبة ثم تسحب الماسورة المحـــتوية علـــى التربة وتنظف الماسورة بعد ذلك بمعاونة المياه تحت ضغط إذا لـــزم الأمر. وهذه الطريقة تستلزم أن تكون التربة بها بعض اللدونة أو التماسك حتى لا تتساقط من الماسورة أثناء سحبها.

iv – حفر الخوازيق:

• عـــند عمل أبحاث التربة فى حالة خوازيق الحفر يجب عمل عدد مناسب مـــن الجســـات كمـــا يجـــب الاعتماد على التجارب الحقلية مثل تجارب الاختراق القياســـى أو المخـــروط الهولندى .... الخ. ويستحسن استخدام أكثر من طريقة لمقارنة النتائج حيث أن أبحاث التربة هى الوسيلة الوحيدة لتحديد طول الخازوق وتحملـــه، على أنه فى بعض المعدات الحديثة أجهزة لقياس الجهود الناتجة أثناء عملـــية الحفـــر والـــتى يمكـــن أن تكـــون مؤشراً للوصول إلى طبقات التأسيس المناسبة.

• ويـــتوقف نجـــاح عملـــية الحفر على المعدة المستعملة أى نظام عملها ومـــدى ملاءمـــته لـــنوع الـــتربة – فمثلاً فى حالة التربة الرملية الجافة وغير المتماســـكة تكـــون الأنظمة التى تعتمد على المياه أو البنتونيت فقط غير ملائمة وفى هذه الحالة يجب الاستعانة بقلاف مؤقت أو بالخرسانة لسند جوانب الحفرة. كذلـــك فى حالة احتواء التربة على أحجار كبيرة "boulders" فإن الحفر بطريقة الـــبريمة غير عملى. وفى هذه الحالة يستخدم كباش "grab" لسحب الأحجار أو

كاسور "precussion rod" لتفتيتها. ويجب اختيار الأظافر "bits" المناسبة لنوع التربة. ففى حالة الطبقات المتحجرة أو الصخرية يجب استخدام أظافر مصنوعة من مادة الكاربورندم "carborundum bit" وعند استخدام البريمة فى الحفر فإن المسافة بين أسلحة البريمة "pitch" ودرجة ميلها تختلف حسب نوع التربة ففى حالة التربة الطينية تكون المسافة أكبر ودرجة الميل أقل عنها فى حالة التربة الرملية.

• ويجب أن تكون قدرة الحفر "applied torque" مناسبة لقطر الخازوق وطوله ونوع التربة والنظام المستعمل. ففى حالة استخدام نظام الحفر البريمى المستمر "continuous flight auger" يتطلب ذلك قدرة أعلى من الحفر بنظام الكباش "grab" أو "bucket". مما تقدم يتضح أن اختيار نظام الحفر الملائم لنوع التربة وقطر الخازوق وطوله يجب أن يتحدد بدقة ويعتمد فى المقام الأول على الخبرة ومدى إمكانية التغيير من نظام إلى آخر بنفس المعدة أو بتغيير بسيط فى المعدات المساعدة أو الوصلات وفى أحيان كثيرة يتطلب ذلك عمل تجارب حفر مسبقة قبل بدء العمل.

٧ – صب الخرسانة:

قبل صب الخرسانة فى جميع أنواع الخوازيق يجب التأكد من خلو فراغ الخازوق من أى مواد غريبة. ويجب أن يكون الزلط والرمل المستخدم خالياً من الشوائب والأتربة والمواد الجيرية أو أى مواد أخرى تؤثر على جودة الخرسانة. ويمكن فى أضيق الحدود فى حالة عدم الحصول على النوعية المطلوبة بسبب ظروف مكان العمل أو خلافه استعمال المواد المحلية المتاحة ولكن بعد اختيارها بعد تصميم الخلطة المناسبة فى أحد المعامل المعتمدة مع كتابة تقرير عن ذلك.

أ) خوازيق ذات غلاف مسدود:

• تصب الخرسانة عادة من أعلى الخازوق ونظراً لوجود كعب "shoe" أسفل الغلاف فإن الصب يتم فى وسط جاف تماماً ولا يسمح بوجود أكثر من

١٥٠ ملليمتر ارتفاع من المياه داخل الغلاف أو الماسورة. وفى حالة وجود مياه أكثر من ذلك حتى ٥٠٠ ملليمتر فيوقف الصب وتتم ملاحظة منسوب المياه. فإذا لم ترتفع خلال فترة ١٠ دقائق فيتم نزح المياه من داخل الماسورة حتى ارتفاع ١٥٠ ملليمتر ثم يسمح بالصب بعد زيادة نسبة الأسمنت فى أول نصف متر مكعب خرسانة. أما إذا زاد ارتفاع المياه عن ٥٠٠ ملليمتر فيجب سحب وإعادة دق الخازوق بعد ملء التجويف بالتربة المناسبة. ويجب أن تكون الخرسانة متجانسة وذات سيولة تسمح بتدفقها "flowing". حيث أن الخرسانة التى تميل إلى الجفاف "low slump" تؤدى إلى وجود تعشيش فى جسم الخازوق " honey comb" بالإضافة إلى احتمال حدوث تكهف "arching"، مما يؤدى إلى عدم انتظام فى قطاع الخازوق أى ظاهرة الاختناق "necking" وللتغلب على ذلك يستعمل الدق على الماسورة أثناء سحبها بضربات سريعة أو قصيرة أو باستعمال هزاز داخلى أو خارجى. كما أن هذه المشاكل يمكن تجنبها إذا كانت الخرسانة ذات "slump" = ١٥٠ مم ± ٢٤ مم.

• ويجب ألا يقل ارتفاع الخرسانة داخل الماسورة عند بدء سحبها عن ٤ متر أو ما يعادل الضغط الإستاتيكى للمياه الأرضية أيهما أكبر لمنع الماء والتربة من الدخول فى الماسورة كما يجب زيادة الخرسانة أثناء السحب لتعويض تخانة الخرسانة.

• إذا زاد طول الماسورة عن ١٥ متر فيجب زيادة نسبة الأسمنت بمقدار ٥٠ كيلو جرام فى أول نصف متر مكعب خرسانة لضمان عدم حدوث أى انفصال ولو جزئى.

ب) خوازيق ذات غلاف مفتوح:

• وفى حالة الغلاف المفتوح يتم الصب من أعلى بواسطة مزراب "shoot" إذا كان الغلاف جافاً. أى أن منسوب المياه الأرضية أكثر عمقاً من كعب الخازوق، وتكون الخرسانة ذات "slump" = ١٥٠ ± ٢٥ مم. وفى أحوال الصب الصعب مثل وجود حديد كثيف أو أطوال خوازيق كبيرة أو خوازيق ذات

مـــيول كبـــيرة فيجـــب اســـتعمال خلطة خاصة تقل فيها كمية الزلط الكبير وتزيد بالتبعــية كمية الزلط الرفيع والرمل والأسمنت وذات "Slump" = ١٧٥ ± ٢٥ مم.

• وفى حالة صب الخرسانة داخل الماء أو معلق البنتونيت فيجب استعمال ماسورة قطرها حوالى ١٥٠ ملليمتر ذات قمع فى أعلاها "tremie pipe" وتكون نهايـــة الماســـورة دائماً مغموسة فى الخرسانة مسافة لا تقل عن ٢٠٠ ملليمتر لضـــمان عدم غسل الخرسانة بالماء الموجود داخل الغلاف. ويجب سحب المياه أثناء إزاحتها بالخرسانة بواسطة طلمبة. ويفضل عدم هز الخرسانة حتى نتجنب حـــدوث ســـيولة "bleeding". وعـــند ســـحب الغـــلاف أو الهـــز أو بواســـطة "oscillator".

جـ) <u>خوازيق محفورة بواسطة بريمة *(Continuous flight auger)*</u>:

يـــتم صـــب الخرســـانة بضخها بطلمبة ذات ضغط كاف يمكن التحكم فيه. ولضمان تدفق الخرسانة يجب أن يكون "slump" = ١٧٥ مم ± ٢٥ مم ويفضل إضـــافة مـــواد لتأخـــير الشـــك الابـــتدائى "retarders" ومـــواد زيادة اللدونة "plasticizers" وقـــبل بـــدء الضـــخ ترتفع البريمة قليلاً ٢٠٠ – ٣٠٠ ملليمتر للسماح بطرد سدادة ماسورة البريمة.

١٢-٥-٧ الاحتياطات الواجب مراعاتها أثناء تنفيذ الخوازيق:

i - *مقدمة:*

معظـــم أنـــواع الخوازيـــق معرضة بعض الشيء لحدوث تلفيات بها أثناء التنفـــيذ علـــى أنه باستعمال المعدات الحديثة وطرق التنفيذ المناسبة يمكن تلافى هـــذه التلفيات أو تقليلها ويجب أن نشير إلى أن التنفيذ الجيد لا يعنى عدم حدوث تلفـــيات للخـــازوق فحسب ولكن أيضاً يؤكد سلامة جسم الخازوق وقدرته لتحمل الإجهادات الناتجة أثناء التنفيذ. وفى بعض الأحيان يتطلب الأمر عمل أبحاث تربة على درجة عالية الدقة والكفاءة لتفادى حدوث إتلافيات للخوازيق أثناء تنفيذها.

ii - *الخوازيق الخشبية:*

• لتلافى حدوث إتلافيات بمقدمة الخازوق "tip" يجب عدم الدق فى الأراضى التى توجد بها عوائق كثيرة أو التى تسبب مقاومة شديدة أثناء الدق. وعموماً فإنه من الأفضل تزويد الخوازيق الخشبية بمقدمة حديدية لحماية مقدمة الخازوق خصوصاً للخوازيق التى تعتمد أساساً على الارتكاز وتكون هذه المقدمة مسطحة وتغطى المقدمة بالكامل.

• ويجب ملاحظة تتابع نزول الخازوق أثناء الدق. فعند انخفاض مقاومة الأرض فجأة أى سرعة نزول الخازوق يكون ذلك مؤشراً لاحتمال حدوث كسر فى الخازوق ويمكن فى هذه الحالة سحبه وفحصه أو دق خازوق بدلاً منه. كذلك عند زيادة المقاومة فجأة يجب التوقف عن الدق حيث أن شدة الدق "overdriving" هى أهم الأسباب التى تؤدى إلى كسر الخوازيق الخشبية وعموماً فإن مقاومة الأرض التى تعادل ٢٥ ملليمتر اختراق لكل ٥ دقات باستعمال شاكوش ذو طاقة ٢٥ كيلو نيوتن متر (٠,٢٥ كجم.سم) تعتبر الحد الذى عنده يتوقف الدق لخازوق مقطعه حوالى ٣٠٠ × ٣٠٠ ملليمتر.

iii- *الخوازيق الحديدية قطاع (H):*

• هذه الخوازيق تكون عادة قابلة للتنى. ولذلك فإن الخوازيق الطويلة منها يكون من الأفضل سندها على مسافات بطول قائم الماكينة "mast" لمنع انبعاجها "buckling" أثناء الدق.

• ويجب التأكد من عدم وجود عوائق تحت سطح الأرض حيث يؤدى ذلك إلى تهشيم مقدمة الخازوق. ويمكن تلاف ذلك بتزويد المقدمة بالتقويات المناسبة. ونظراً لصغر القطاع بالنسبة للطول فإن هذه الخوازيق لها قابلية للانحراف عن مكانها خصوصاً عند مقابلتها لطبقات صخرية مائلة. ويمكن زيادة جساءة الخازوق أو عمل حفر مسبق لتقليل الانحراف. وفى الحالات التى يستدعى فيها رصد هذا الانحراف يكون ذلك بتزويد الخازوق بمواسير فحص تعمل بداخلها أجهزة الرصد "inclonometer". ويجب التأكد قبل الدق من أن

القطاع التصميمى يتحمل إجهادات الدق للوصول إلى الأعماق المطلوبة أخذها فى الاعتبار نوع الأرض التى سيخترقها.

iv- *خوازيق خرسانية سابقة التجهيز:*

• هناك عدة مشاكل تصاحب دق هذا النوع من الخوازيق يمكن تلخيصها كالآتى :

١- تهشم جزئى spalling
٢- تشققات cracking
٣- كسر breaking

• ويحدث التهشيم الجزئى إما عند نهاية الخازوق "pile tip" أو عند الرأس "pile head" أو عند زوايا جسمه. ومن العوامل التى تؤدى إلى ذلك :

أ) شدة مقاومة الأرض للدق.
ب) ضعف وسادة الدق.
جـ) عدم تمركز الشاكوش مع الخازوق أثناء الدق.
د) عدم الدقة أثناء تصنيع الخازوق كأن يكون السطح الأفقى لرأس الخازوق غير معتمد مع المحور الرأسى، أو أن يكون حديد التسليح مكشوفاً عند الرأس، أو عدم وجود كانات كافية عند رأس الخازوق أو نهايته.
هـ) عدم شطف الزوايا فى حالة الخوازيق المربعة.

• وتحدث التشققات على طول جسم الخازوق بسبب زيادة الإجهادات الناتجة عن الضغط أو الشد أو اللى نتيجة شدة مقاومة الأرض، أو حدوث انحناء فى جسم الخازوق. وعندما تزيد هذه الإجهادات بدرجة كبيرة يؤدى ذلك إلى كسر الخازوق.

• هذا ولمنع حدوث التهشيم الجزئى فى نهاية الخازوق يجب تفادى شدة الدق خصوصاً عند وجود عوائق أو عند الدق حتى الطبقة الصخرية. كما أن العناية بوسادة الدق والتأكد من تمركز الشاكوش مع الخازوق يمنع حدوث التهشيم الجزئى عند رأس الخازوق. ويمكن تقليل احتمال حدوث التشققات

خصوصـــاً فى حالة الخوازيق الطويلة ذات القطاع الصغير إذا زود قائم الماكينة "mast" بدلائل "guides" على مسافات لتفادى الانبعاج أثناء الدق. وتكون هذه الدلائل مهمة فى حالة الخوازيق المائلة لتفادى الانحناء نتيجة وزن الخازوق.

• وعندما يقابل الخازوق مقاومة ضعيفة أثناء الدق يجب تقليل الدق حتى لا يــؤدى ذلــك إلــى حــدوث قوى شد "tensile forces" والتى بدورها تحدث تشــققات. ويستمر تقليل الطاقة حتى تزداد المقاومة أى رد الفعل. وتحدث قوى الشــد أيضــاً إذا لم تقابل موجات الإجهادات المنعكسة من أسفل إلى أعلى الوزن والتركيــبة المناسبة "pile cushion system" لوسادة الدق والتى يجب أن تعمل علــى عدم انعكاسها مرة أخرى إلى أسفل كموجة شد "tensile wave". ويمكن تقليل قوى اللى "torsion" إذا استعمل طربوش دق "helmet or driving cap" بحيــث يســمح بــدوران الخازوق أثناء الدق. وعموماً فإن معظم المشاكل التى تصــاحب الــدق يمكــن تقلــيلها بصــورة فعالة إذا اعتنينا بتركيبة الوسادة مع الطربوش.

• وفى حالة عمل وصلات يجب التأكد من استقامة الوصلات مع الخازوق الأصــلى لــتفادى الانحناء والانبعاج عند الوصلات. حيث أن ذلك يمكن أن يؤدى إلى شرخ أو إلى كسر الخازوق. كما يجب أن تكون هذه الوصلات مصممة بحيث يمكنها نقل طاقة الدق وتحمل كل الإجهادات الناشئة عن الدق والمناولة والتخزين .... الخ.

• وعــند التنفــيذ فى المياه يجب حماية الخوازيق من الانحناءات الزائدة "excessive bending" نتــيجة الأمــواج والتــيارات المائــية ووزن الخازوق والصدمات. ويكون ذلك بعمل شكالات مؤقتة "temporary bracing" إلى أن يتم ربــط الخوازيق فى المنشأ. وفى حالة الخوازيق المائلة "batter" المدقوقة فى المياه يجب ربط رؤوس الخوازيق بشكالات مؤقتة قبل فكها من قائم الماكينة.

٧- خوازيق الدق المصبوبة فى مكانها:

• تنفذ هذه الخوازيق بدون استعمال ماسورة دائمة ولذلك يجب تفادى حدوث تحرك جانبى للتربة أو أى عوائق موجودة بها فى اتجاه الخازوق الذى انتهى صبه، أو تحرك التربة رأسياً بسبب زيادة تكثيفها أثناء الدق. أو تولد ضغوط فى التربة غير القابلة نوعاً ما للإنضغاط. وعليه فإن هذا النوع من الخوازيق معرض للمشاكل التالية : مثل النقص فى القطاع الخرسانى أو تداخل التربة مع الخرسانة، أو الانفصال الكامل.

• لذلك يجب الاحتياط عند تنفيذ هذه الخوازيق بأن توضع خطة مسبقة لتتابع الدق. وعموماً فإنه فى جميع الأحوال يكون الدق من الداخل إلى الخارج ويفضل ألا تقل المسافة بين الخازوق المدقوق الحديث الصب والخازوق الذى يليه عن حوالى ٢,٥ متر. ويجب ملاحظة السطح العلوى للخرسانة فى الخازوق الذى انتهى تنفيذه أثناء العمل فى الخازوق الذى يليه فإذا ارتفعت الخرسانة أو انخفضت بصورة واضحة فيجب إيقاف الدق فوراً ومعرفة السبب قبل البدء فى التنفيذ مرة أخرى إما بتكملة الدق فى نفس الخازوق أو بتنفيذ خازوق بديل.

• ويجب الاحتياط لمنع حدوث ظاهرة "arching" فى الخرسانة التى تملأ الماسورة، وحيث أن هذا يمكن أن يؤدى إلى حدوث نقص فى قطاع الخازوق أو انفصال كامل فى جسمه. ولهذا يجب أن تكون الخرسانة ذات "slump" كاف (١٥٠ ± ٢٥ مم)، أو باستعمال هزاز داخلى أو خارجى أو بالدق الخفيف على الماسورة أثناء سحبها. كما يجب العناية بإبقاء الماسورة نظيفة من الداخل لمنع تراكم اللبانى "watery concrete" وذلك بغسيل الماسورة يومياً عند نهاية العمل.

• هذا وقبل سحب الماسورة يجب التأكد من أن ارتفاع الخرسانة داخلها لا يقل عن ٤,٠٠ متر كما يجب الأخذ فى الاعتبار إضافة خرسانة لتعويض تخانة الجزء المسحوب من الماسورة. وعموماً فإنه يفضل أن تكون الماسورة أطول من الخازوق ٢,٠٠ متر مثلاً بحيث تملأ بالخرسانة أعلا من سطح الأرض ثم

تسحب بعد ذلك. وأثناء سحبها يجب التأكد من منسوب الخرسانة داخلها إما بالدق عليها أو بإنزال الدليل داخلها.

• ويجب أن يكون حديد التسليح مستقيماً وعلى مسافات متساوية ويتم ذلك باستخدام أطواق حديدية تثبيت الأسياخ عليها باللحام. ويجب ألا يقل الغطاء الخرسانى عن ٥٠ ملليمتر ويراعى فى حالة تعرض الخازوق لجهود انحناءات أو شد أن توضع تخانات حول الأسياخ أو الكانات لضمان تمركز الحديد مع القطاع الخرسانى. ويجب أن تكون الماسورة المستعملة ذات تخانة مناسبة لجهود الدق المعرضة لها لا تقل عن ١٦ متر حتى لا يتسبب ذلك فى حدوث انحناء فى الماسورة وبالتالى فى جسم الخازوق. كما يجب أن تكون نهاية الماسورة المرتكزة على الزنبة مستوية وليس بها أى تعرجات تسمح بدخول المياه. كما يجب أن تكون جدران الزنبة ملحومة جيداً فى قاعها حتى لا يحدث انفصال بينهم أثناء الدق كما يجب أن يكون القاع ذا تخانة لا تقل عن ١٤ ملليمتر.

VI - خوازيق التثقيب:

أ) خوازيق تستعمل فيها ماسورة دائمة أو مؤقتة:

• إن مشاكل التنفيذ لهذا النوع من الخوازيق تشمل :
- احتمال فوران التربة الرملية عند قاع الحفر.
- وجود تربة سائبة أو متهايلة عند قاع الخازوق.
- نقص فى قطر الخازوق "necking".
- تداخل التربة مع خرسانة الخازوق.
- وجود فجوات أو فصل كامل فى جسم الخازوق.

• ففى حالة وجود تربة غير متماسكة القوام مثل التربة الرملية السائبة "loose sand" أو العضوية "organic" أو الطميية أو الطينية خصوصاً المتواجدة تحت منسوب المياه - يجب استعمال غلاف "steel casing" لمنع تهايل جدران الحفرة أثناء التنفيذ. كما يمكن الاستعاضة عن ذلك فى بعض الحالات باستعمال معلق البنتونيت ولكن يجب العناية باختيار النوع عالى الجودة وبالنسب التى تفى

بالغرض حسب كل حالة. وعموماً يكون من الأفضل إجراء اختبار حقلى للاختيار أنسب الطرق.

• وعند صب الخرسانة فى حالة استعمال غلاف مؤقت يجب التأكد من بقاء سطح الخرسانة أعلا دائماً من نهاية الغلاف أثناء سحبه. ويجب عدم استعمال خرسانة قليلة المياه "low slump" لما لها من أضرار سبق الإشارة إليها فى الفقرة (ب) من بند (   ). ويجب التأكد من عدم صب الخرسانة مباشرة فى الحفرة. ففى حالة الحفرة الجافة يمكن استعمال ماسورة قصيرة مزودة بقمع وتكون متمركزة مع قطر الحفرة. أما فى حالة وجود معلق البنتونيت فتصب الخرسانة باستعمال قمع بماسورة طويلة مزودة بقمع قطرها ١٥٠ ملليمتر "termie pipe" وتكون الماسورة دائماً مغموسة داخل الخرسانة مسافة لا تقل عن ٢٠٠ ملليمتر ويجب تكملة الصب بهذه الطريقة حتى تملأ الخرسانة الحفرة بالكامل طاردة معلق البنتونيت أو معلق الأسمنت (لبانى) أو أى مواد أخرى عالقة.

ب) خوازيق الحفر البريمي المستمر *(Continuous flight auger)*:

• إن عدم دقة التنفيذ لهذا النوع من الخوازيق يمكن أن تؤدى إلى وجود قطاع طولى غير منتظم ويأخذ ذلك عدة صور :

١- وجود فجوات فى القطاع الخرسانى والتى يمكن أن تملأ بالتربة.
٢- نقص فى مقطع الخازوق "necking".
٣- حدوث فصل كامل فى جسم الخازوق.

• قبل التنفيذ يجب التأكد من عدم وجود عوائق تحت الأرض مثل الأساسات القديمة أو الحجارة الكبيرة أو التكوينات الصخرية غير المستمرة. يبدأ الحفر بدوران البريمة فى اتجاه عقرب الساعة. ويجب أن يوقف الدوران عند الوصول إلى طبقة التأسيس لتفادى السحب الزائد للتربة لما له من تأثير ضار سواء على الخازوق المنفذ أو الخوازيق المجاورة. وقبل البدء فى ضخ الخرسانة ترفع البريمة حوالى ٣٠٠ ملليمتر للسماح بفتح السدادة واندفاع الخرسانة. ويستمر الضخ بدون سحب حتى يزيد الضغط أسفل البريمة. ويفضل أن تنزل إلى

موضـــعها الأول قبل السحب. وعند سحب البريمة أثناء ضخ الخرسانة أو المونة يجـــب أن يكـــون معـــدل الضخ أكبر من السحب لتفادى حدوث انفصال فى جسم الخـــازوق أو نقص فى مقطعه. ويجب ألا يتوقف الضخ أثناء السحب. وفى حالة حدوث ذلك يتوقف السحب فوراً. وعند استئناف الضخ مرة أخرى يجب أن تنزل الـــبريمة مســـافة ٢٠٠ - ٣٠٠ ملليمـــتر قبل بدء السحب الذى يجب أن يكون بطـــريقة متصلة سلسة "smooth continuous" وفى اتجاه عقرب الساعة. ولا يسمح بالدوران العكسى أثناء الضخ.

• هـــذا ويجـــب مراعاة قياس الضغط بواسطة أجهزة توضع أعلا البريمة ويمكن قراءتها على مبين أمام عامل تشغيل الماكينة حتى يمكنه التحكم فى معدل ســـحب الـــبريمة. وتزود بعض الأجهزة بتوصيلات لتسجيل العمق أثناء الحفر أو الســـحب، كما يمكن إخراج هذه النتائج مطبوعة بواسطة "printer" حتى يمكن الرجوع إليها عند الحاجة.

• ويجب أن يكون ضغط الضخ أكبر من الضغوط الجانبية للتربة. على أنه يجـــب خفـــض الضـــغط إلـــى أقـــل درجة فى حالة التربة الطينية الضعيفة جداً ($q_u < 25$ kN/m^2) لـــتفادى فقـــد الخرســـانة أو التأثـــير الضار على الخوازيق المجاورة التى لم تشك خرسانتها بعد. ولذلك يفضل ألا تقل المسافة بين خازوقين متتاليين أثناء التنفيذ عن ٥ مرات القطر.

• ويجـــب أن تكـــون كمية الخرسانة المضخوخة أكبر من المكعب النظرى للخـــازوق بحوالى ١٠ - ١٥%. على أنه إذا زادت الكمية كثيراً عن ذلك فيجب بحـــث هـــذا الأمـــر ومعرفة الأسباب قبل البدء فى التنفيذ مرة أخرى. كما يجب ملاحظـــة الخازوق الذى انتهى تنفيذه ولم تشك خرسانته بعد. حيث أنه فى بعض الحـــالات يحدث اتصال بين هذا الخازوق والخازوق الجارى تنفيذه مما يسبب فقد لخرسانة ذلك الخازوق، ولذلك يوقف التنفيذ فوراً لفترة ١/٢ - ١ ساعة لإعطاء وقـــت للخرسانة فى الخازوق السابق أن تتماسك مع ملاحظته جيداً أثناء التنفيذ. وإذا استمر الهبوط بعد ذلك فيجب تفريغ هذا الخازوق وإعادة تنفيذ مرة أخرى.

• تقاس كمية الخرسانة المضخوخة بإحدى الطريقتين التاليتين :

١- بمعايرة طلمبة الضخ (م٣ / الضخة الواحدة) ومنه يحدد معدل سحب البريمة بعد الأخذ فى الاعتبار معامل أمان كاف حسب نوع التربة.

٢- بواسطة أجهزة توضع أعلا البريمة وتقيس كمية الخرسانة بطريقة إلكترونية ويسجل ذلك على المبين الموضوع أمام عامل الماكينة. وكما فى قياس الضغط يمكن طبع نتائج كمية الخرسانة أثناء السحب.

• وبعد إتمام عملية الضخ وسحب البريمة يبدأ فى إنزال القفص الحديدى والذى يجب أن يكون مستقيماً تماماً أثناء إنزاله وذلك بتقويته بعمل أطواق قطر ١٦ ملليمتر على مسافات ١ - ١,٥ متر ملحومة مع الحديد الرئيسى كما تلحم الكانات. ويفضل وضع تخانات "spacers" لضمان تمركز القفص مع جسم الخازوق ويجب ألا يقل الغطاء الخرسانى عن ١٠٠ ملليمتر.

جـ) خوازيق ذات ركيزة متضخمة:

• عند تنفيذ هذا النوع من الخوازيق يجب العناية عند تكوين الاتصال بين قاعدة ارتكاز الخازوق المتضخمة "bulb" وجسم الخازوق. فمثلاً يجب التأكد من عدم خروج السدادة الخرسانية "concrete plug" أسفل الماسورة، ولذلك يجب تثبيت علامة واضحة على الشداد الصلب الحامل للمندالة مع تثبيت الماسورة فى مكانها، وتلاحظ تلك العلامة بالنسبة للماسورة أثناء دقها. ولا تستخدم هذه الخوازيق فى الأراضى المكونة من مواد عضوية أو أتربة طينية ضعيفة جداً حيث أنها تعتمد فى المقام الأول فى نقلها للأحمال على التكوين السليم لقاعدة ارتكاز الخازوق وتكثيف التربة المحيطة. وتعتبر مرحلة تكوين قاعدة الارتكاز المتضخمة هى أدق مراحل التنفيذ ولذا تسجل بيانات تنفيذ هذه المرحلة بعناية لتفادى أى فصل أعلى قاعدة الارتكاز. وللتأكد من أن كل الطاقة الناتجة عن الدق قد وصلت قاعدة الارتكاز وأن حجم الخرسانة يكافئ الحجم اللازم لقاعدة الارتكاز المتضخمة.

• وفـــى حالة تسليح الخازوق بقفص حديدى فإن المندالة تعمل داخل هذا القفص ولذا يجب العناية أثناء سقوط المندالة وسحبها حتى لا تحتك بالحديد مما قـــد يـــؤدى إلـــى انفصاله وثنيه ويكون لحام القفص الحديدى ضرورياً فى هذه الحالـــة. ويجـــب ملاحظـــة الأرض المحيطة بالخازوق الجارى تنفيذه فإذا تلاحظ حـــدوث ارتفاع لسطح الأرض "heave" فقد يكون ذلك مؤشراً لحدوث فصل فى جســـم الخـــازوق المجاور. وفى هذه الحالة لا يستكمل الخازوق ويعمل بديل له. ويمكن التغلب على هذه المشكلة بالحفر المسبق "predrilling".

د) خوازيق إزاحة بماسورة دائمة وباستعمال مندالة دخلية:

Mandrel driven cased piles:

• يجـــب الـــتأكد مـــن عدم وجود عوائق تحت سطح الأرض مثل الحجارة الكبـــيرة والأساســـات القديمة ... الخ أثناء التنفيذ، حيث أنها تؤدى إلى الأضرار بالماســـورة. كما أنه فى بعض الأحيان تؤدى الضغوط المتولدة فى التربة نتيجة الدق الشديد إلى الإنبعاج وانحناء جدران الماسورة للداخل بعد خروج المندالة.

• ويمكـــن التغلب على ذلك بالحفر المسبق "predrilling". أو باستعمال ماســـورة ذات تخانـــة أكبر أو باستعمال ماسورة معرجة "corrugated". وعند التأكد من قدرة الماسورة على تحمل ضغوط التربة الجانبية فيمكن ترك الماسورة مفـــتوحة مـــن أعلى، ثم تصب الخرسانة فى وقت لاحق، ولزيادة الاحتياط يترك داخـــل الماســـورة مـــندالة غير عاملة "dummy mandrel" أو تملأ الماسورة بالمياه لمعادلة تلك الضغوط. وعموماً فإنه قبل صب الخرسانة يجب فحص داخل الماسورة جيداً للتأكد من خلوها من أى انحناءات أو تمزق لجدرانها.

VII- وصل الخوازيق (Pile splicing):

يفضل عادة تنفيذ الخوازيق بكامل طولها بدون عمل وصلات على أنه فى بعـــض الأحوال لا يمكن تفادى ذلك وأهم الاحتياطات التى يجب التأكيد عليها عند عمل وصلات هى :

١- أن تكـــون الوصلة متمركزة مع الخازوق المدفون وعلى استقامته ولو أن هذا صعب تحقيقه خصوصاً فى الخوازيق ذات القطاع (H).

حيث أن الخازوق المدفون ممكن أن يأخذ مساراً غير المسار الابتدائي والذى يمكن معرفته من قياس رأسية برج الماكينة. وعموماً فإنه فى حالة حدوث تغيير كبير فى مسار الخازوق المدفون، فيفضل عمل الوصلة لتأخذ نفس المسار بدلاً من تغييره لتلاف حدوث انحناءات حادة عند الوصلة.

٢- يجب أن تتحمل الوصلة جميع الجهود التصميمية ويشمل ذلك جهود الضغط والانحناءات والشد والقص. ولذلك يجب أن تكون الوصلة فى نفس قوة الخازوق الأصلى.

IIX- بعض المشاكل العامة التى تصاحب التنفيذ:

أ) العوائق الأرضية *(Subsurface obstructions)*:

• تأخذ العوائق تحت سطح الأرض أشكالاً عديدة مثل الأساسات القديمة والأحجار الكبيرة "boulders" والعدسات الصخرية "rock lenses". وعموماً فإن وجود هذه العوائق يسبب مشاكل أثناء تنفيذ كل أنواع الخوازيق بدون استثناء. وبالرغم من أهمية أبحاث التربة قبل بدء التنفيذ إلا أنها فى بعض الأحيان لا يمكنها تحديد نوع وحجم العائق ومدى انتشاره.

• ففى حالة وجود هذه العوائق على أعماق قريبة من سطح الأرض (١ - ٢ متر) فإنه يمكن التخلص منها بالحفر اليدوى أو الميكانيكى "pre - excavation" مع الأخذ فى الاعتبار احتمال تواجد المياه. وإذا تواجدت العوائق على أعماق أكبر من ذلك (٣ - ٥ متر) فإنه يمكن التعامل معها إما بالحفر المسبق "predrilling" أو بتفتيتها "percussion" كما أنه قد يمكن اختاقها أثناء التنفيذ بالدق أو بالتثقيب إذا سمحت درجة تصلدها بذلك. وفى بعض الأحيان يمكن إزاحة العائق جانبياً أثناء التنفيذ، على أنه فى هذه الحالة يجب الأخذ فى الاعتبار احتمال إتلاف أجسام الخوازيق المنفذة بدون غلاف والتى لم تتصلد بعد بدرجة كافية. أما فى حالة تنفيذ الخوازيق بغلاف خارجى فإنه يمكن فحص الغلاف من الداخل لتقدير صلاحيته قبل صب الخرسانة.

• وعند وجود هذه العوائق على أعماق كبيرة أكبر من ١٠ متر فيمكن التخلص منها بالحفر المسبق باختيار نوع المعدة المناسب لنوع العائق. ففى

حالـــة الأحجـــام الكبـــيرة يكون الحفر بالكباش أكثر مناسبة. كما يمكن فى بعض الأحـــيان دق ماســـورة مفتوحة فى نهايتها لاحتواء العائق ثم تفرغ بعد ذلك. إذا تواجـــدت تكويـــنات صـــخرية فـــإن الحفر بالبريمة باستخدام حوافر كاربورندم "carborundum bits" يمكـــن أن يـــؤدى إلى نتائج أفضل. وفى بعض الحالات المستعصية تكون إزاحة العائق أو تفتيته بواسطة التفجير المحدود "controlled blasting". وعـــند الوصول إلى هذه المرحلة من صعوبة التخلص من العائق قد يكون من الأفضل اقتصادياً تغيير أماكن الخوازيق.

• يجـــب الـــتأكد هـــنا أن الخوازيـــق الخشبية أو الحديدية قطاع (H) أو الخرسانية السابقة الصب لا تصلح عادة فى الأراضى التى بها عوائق بالرغم من تقويـــة نهايـــتها. ففى الخوازيق الخشبية والسابقة الصب يمكن أن يؤدى وجود العوائـــق إلى كسر الخوازيق نتيجة شدة الدق وبالنسبة للحديدية فإنه يؤدى إلى الانحناء واللى للقطاع.

ب) ارتفاع أرض الموقع (*Ground heave*):

• تظهـــر هذه المشكلة عند تنفيذ خوازيق فى تربة لا تنضغط بسهولة مثل الـــتربة الطينـــية المتماسكة المشبعة بالمياه أو التربة الرملية الكثيفة وينتج عن هذه الظاهرة تولد ضغوط شديدة فى التربة تؤدى إلى :

١- تحـــرك الخوازيـــق إلـــى أعلى مما يكون له تأثير سلبى على حمل التشغيل خصوصاً إذا كانت خوازيق ارتكاز. كما يمكن أن يؤدى ذلك إلى حدوث فصل أو اختناق للخوازيق بالأخص التى بدون غلاف أو تسليح مستمر.

٢- تحـــرك إلى أعلى فى الطبقة الحاملة ويحدث ذلك لخوازيق الإزاحة الممتدة حتى الصخر غير السليم أو الرمل شديد الكثافة وهذا النوع من حركة التربة إلى أعلى لا يسبب عادة أضراراً للخوازيق.

• ويمكـــن الـــتحقق من هذه الظاهرة برصد الخوازيق التى انتهى تنفيذها أثـــناء تنفيذ الخازوق المجاور لها. ويمكن معالجة تلك الخوازيق بإعادة دقها إلى مكانهـــا الأصلى، وذلك فى حالة خوازيق الارتكاز، وإلى أعمق من ذلك فى حالة خوازيق الاحتكاك.

• ويمكن منع أو تقليل حدوث هذه الظاهرة باتباع الطرق التالية :

١- يجب أن يكون تتابع الدق من الداخل إلى الخارج كما يمكن أيضاً زيادة المسافات بين الخوازيق.

٢- عمل حفر مسبق "pre-drilling, pre-excavation" للخازوق قبل تنفيذه. وفى هذه الحالة إما أن تترك الحفرة بدون ردم أو تردم بتربة قابلة للإنضغاط. ويفضل أن ينتهى الدق أسفل منسوب الحفر إذا أمكن. وفى بعض حالات التربة شديدة التماسك يبدأ التنفيذ بالحفر على مسافات متساوية فى الاتجاهين ثم تدق الخوازيق بعد خلخلة الأرض وتقليل كثافتها.

جـ) دمك التربة *(Ground compaction)*:

أثناء توالى عملية الدق تنضغط معظم التربة الحبيبية وتزيد كثافتها كثيراً عن الكثافة الابتدائية. ويظهر ذلك عند تنفيذ كل خوازيق الإزاحة بما فى ذلك الخوازيق المستعمل فيها مواسير مفتوحة فى نهايتها وكذلك الخوازيق ذات القطاع الحديدى (H). حيث تتكون سدادة سواء داخل الماسورة أو فى نهاية القطاع الحديدى حول العصب. وبالرغم من أن زيادة كثافة التربة تعتبر تحسيناً لخواصها وبالتالى تزيد من معامل أمان الخوازيق إلا أنه على الجانب الآخر يمكن أن يؤدى دمك التربة وزيادة تكثيفها إلى انحرافات فى مسار الخوازيق أثناء تنفيذها. كذلك ينتج تفاوت كبير فى أطوال الخوازيق مع احتمال عدم وصولها إلى الطبقة الحاملة. ويمكن التغلب على هذه الظاهرة باتباع نفس التوصيات التى ذكرت فى المشكلة السابقة الخاصة بارتفاع أرض الموقع.

د) انحراف الخازوق أثناء التنفيذ *(Pile misalignment)*:

• يقصد بذلك انحراف الخازوق عن المحور التصميمى. ويكون ذلك إما بميل محور الخازوق بالكامل مع بقائه مستقيماً أو بانحراف جزء منه عن الخط الواصل بين رأس ونهاية الخازوق حيث يأخذ مساراً فى هذه الحالة على شكل قوس.

• والأسباب التى تؤدى إلى هذه المشكلة كثيرة نذكر منها ما يلى :

١- وجود عيب فنى فى الماكينة مثل عدم استقامة قائم الماكينة "mast" أو تحركه أثناء التنفيذ.

٢- ميل فى الماسورة أو وجود تعرجات بسطحها الخارجى مما يؤدى إلى صعوبة فى ضبط الرأسية.

٣- وجود عوائق أرضية "subsurface obstructions" أو تربة صعبة.

٤- قابلية الخازوق أو الماسورة للإنحناء بسبب صغر القطاع بالنسبة للطول أو قلة سمك جدار الماسورة. ولتفادى حدوث هذه الظاهرة يجب أن يكون سطح الأرض التى تقف عليه الماكينة صلباً ومستوياً. وأن تكون الماكينة على درجة عالية من الجساءة والاستقامة. وأن يعتنى باتصال كل من الماسورة والشاكوش مع برج الماكينة فلا يسمح لهما بالحركة الجانبية إلا فى أضيق الحدود. كما يجب أن يكون الشاكوش متمركزاً مع الماسورة أثناء الدق.

• هذا وفى حالة عمل وصلات يجب التأكد من أن الوصلة قادرة على مقاومة الانحناءات أثناء التنفيذ، وأن تكون متمركزة وعلى نفس المحور مع الخازوق. وعموماً فإن شدة الدق لوجود عوائق مثلاً هى إحدى الأسباب الرئيسية لانحراف الخازوق. ويمكن تفادى ذلك بالحفر المسبق. وعند تنفيذ خوازيق بالتثقيب فى أرض جافة وبدون استعمال محلول البنتونيت يمكن التأكد من الرأسية قبل صب الخرسانة. كما أن قياس الرأسية بعد انتهاء الدق لجزء من الخازوق أو الماسورة لا يمكن أن يعطى صورة مؤكدة على مقدار الانحراف. وتؤخذ قياسات الرأسية على كل من البرج والماسورة مرتين على الأقل أثناء التنفيذ بواسطة ميزان لا يقل طوله عن ٤٠٠ ملليمتر.

• وعموماً فإن قدرة الخوازيق سابقة الصب أكثر تأثراً من الخوازيق المصبوبة فى مكانها من تأثير ظاهرة ميل الخوازيق. وعند حدوث انحرافات فى الخوازيق فإن نهاياتها تتقارب أو تتباعد. ويؤدى تقاربها إلى تزايد الإجهادات

على طبقة الارتكاز. ولذلك فإنه فى حالة الخوازيق الطويلة والمعرضة للإنحراف مثل الحديدية على شكل (H) فيجب تقويتها لزيادة جساءتها وزيادة المسافات بينها.

- هذا ويجب تسليح الجزء العلوى من الخوازيق لمسافة مناسبة حيث أن هذا الجزء يكون أكثر الأجزاء تعرضاً لجهود الانحناء الناتجة عن الانحراف كما أنه أقل الأجزاء سنداً بالتربة.

هـ) إزاحة الخوازيق أثناء التنفيذ (انحراف مقدمة الخازوق):

يجب العناية بتوقيع أماكن الخوازيق وذلك باستخدام أجهزة مساحية حساسة ويراعى معايرتها من حيث لآخر كما يجب عمل الاختبارات بالموقع للتأكد من عدم وجود أى خطأ بها. كما يجب أن تكون أركان الموقع والنقط الثابتة موقعة فى أماكن بعيداً عن سير المعدات ويسهل الرجوع إليها. وعند البدء فى الدق أو الحفر يجب ملاحظة تنفيذ الأمتار الخمسة الأولى حتى لا يأخذ الخازوق مساراً مخالفاً لمساره الأصلى بسبب وجود عوائق أرضية أو وجود طبقات متحجرة مائلة ... الخ ويمكن تصحيح موقع الخازوق بواسطة شدة أو دفعة إلى موقعه الأصلى إذا كانت المسافة التى تحركها الخازوق صغيرة. وفى هذه الحالة يجب التأكد من مقدار القوة المؤثرة حتى لا يتسبب ذلك فى انحناء الخازوق فى حالة الخوازيق ذات القطاع (H) أو كسرها فى حالة الخوازيق سابقة الصب أو الخوازيق الخشبية. ومن العوامل التى تؤخذ فى الاعتبار فى هذه الحالة هو نوع التربة وطول الجزء الحر من الخازوق وأماكن تثبيت الخازوق فى قائم الماكينة.

و) التنفيذ فى تربة ضعيفة:

ويشمل ذلك التربة العضوية "organic" أو الطينية الضعيفة جداً أو التربة الرملية السائبة خصوصاً إذا كانت تحت الماء. وتسبب هذه الأنواع من الترب مشاكل عديدة أثناء التنفيذ مثل فقد كميات كبيرة من الخرسانة أو احتمال حدوث

اختـــناق فـــى جسم الخازوق "necking" أو فصل كامل. وفى هذه الحالة يفضل استعمال ماسورة دائمة.

وفـــى حالة عدم استعمال ماسورة دائمة يجب ترك مسافة أثناء التنفيذ لا تقل عن ٥ مرات قطر الخازوق. كما يجب التأكد من وجود الخرسانة دائماً داخل الماسورة أثناء سحبها. وعند استعمال خوازيق الحفر البريمى المستمر يجب عدم زيادة ضغط الضخ عن ٢٥-٣٠ كيلو نيوتن /م٢ (٠,٢٥ - ٠,٣ كجم/سم٢) عند أســفل الــبريمة حــتى لا تــؤدى زيادة الضغط إلى انهيار التربة المحيطة وفقد الخرسانة. وعموماً يجب تسليح الخازوق فى المناطق التى بها هذه التربة.

١٢-٥-٨ تصميم قطاع خازوق مفرد:

إن أى خـــازوق مفرد غالباً ما يتعرض إلى قوة رأسية إلى أسفل محدثاً إجهادات ضـــغط على مادة جسم الخازوق. وإذا ما تعرض الخازوق إلى أحمال جانبية بجانب هذه القوى الرأسية فإنه سوف يتولد فيه إجهادات عمودية نتيجة لعزوم الانحناء.

أ) *الخوازيق المعرضة إلى قوى عمودية (N.F):*

• إن أقصـــى إجهـــاد واقـــع علـــى مادة جسم الخازوق يمكن حسابه من المعادلـــة التالـــية ويجب أن يكون أقل من أقصى إجهاد تشغيل مسموح به لمادة الخازوق.

$$\text{i.e.} \quad f_{comp} = \frac{P}{A} \leq f_{c\,allowble.} \; (kg/cm^2)$$

حيث (p) هو حمل العمود (الحمل الواقع على الخازوق) ، (A) هى مساحة مقطع الخازوق.

• ويبين الجدول التالى (١٢-٥) قيم إجهادات التشغيل المسموح بها لمادة الخوازيق المختلفة.

جدول (١٢-٥) إجهادات التشغيل التصميمية المسموح بها فى الخوازيق

مادة الخازوق	الإجهاد المسموح به $f_{c\ allowable}$ (kg.cm²)
الخشب	٥٠ - ٣٥
الخرسانة	f_c = ٦٠ - ٤٠
الحديد	f_s = ٩٠٠ - ٧٠٠
الخرسانة مع غلاف من الحديد	$A_c f_c + A_s f_s$
(A_c) مساحة القطاع الخرسانى ، (A_s) مساحة مقطع الحديد	

ب) *تأثير الانبعاج على الخوازيق:*

i - الخوازيق المدفونة كلية في التربة:

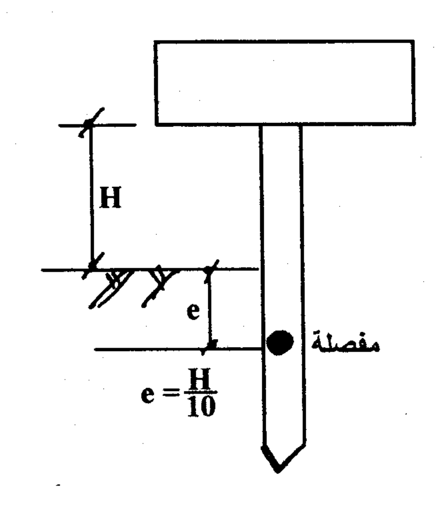
إن الانبعاج ليس له تأثير ملحوظ فى هذه الحالة وذلك إذا كان مدفوناً كله فى أى نوع من أنواع التربة حيث أن التربة حوله تمنع أو على الأقل تعمل كركيزة عرضية تقلل من هذا التأثير وعليه يتم إهمال تأثير الانبعاج فى هذه الحالة.

ii - الخوازيق المدفونة جزئياً في التربة:

• فى بعض الحالات كما هو الحال فى المنشآت المائية فإن أجزاء من الخوازيق لا تكون مدفونة فى التربة وعليه فإن الجزء العلوى الحر الذى فوق سطح ومنسوب التربة يتم تصميمه كما لو كان عمود خرسانى عادى مع الأخذ فى الاعتبار الإجهادات المسموح بها لتغطى تأثير نحافة هذا العمود (انبعاجه).

• إن طول الانبعاج (Buckling length) والذى يتوقف عليه نحافة العمود تعتمد على عدة عوامل منها: شكل الوصلة بين الخازوق والمنشأ فوقه، جساءة التربة ونوعها، قيمة الطول من الخازوق فوق سطح الأرض (H) كما هو مبين بالكروكى.

• ولتحديد هذا الطول يتم الأخذ فى الاعتبار الفرضين التاليين :



شكل (١٢-١٤)

الفرض الأول (حالة التربة الصلبة):

فـــى هــذه الحالة يتم فرض مفصلة تخيلـــية تبعد عن سطح الأرض إلى أسفل بمســـافة قدرهـــا $\left(e = \frac{H}{10}\right)$ حيـــث (H) هو الطول الحر للخازوق فوق سطح الأرض.

الفرض الثانى (حالة التربة الطرية الغير متماسكة):

وفـــى هذه الحالة يتم فرض موضع المفصـــلة التخيلـــية على مسافة من سطح الأرض إلـــى أســـفل قدرهـــا [نصف سمك الطبقة الغير متماسكة أو $\left(\frac{H}{10}\right)$ أيهما أكبر].

• يـــتم أخـــذ تأثير الانبعاج بتقليل قيمة الحمل المسموح به بإدخال معامل لتخفـــيض قيمة الإجهادات المسموح بها وهذا المعامل (Buckling Factor) أقل مـــن الواحـــد الصـــحيح يـــتوقف على نوع مادة الخازوق وعلى معامل النحافة

$$\lambda = \frac{\text{الطول الفعال للخازوق}}{\text{نصف قطر القصور الذاتى لمقطع الخازوق}}$$

i.e. $\lambda = \frac{\ell_{buckling}}{i_{min}}$

حيث $(\ell_{buckling})$: هو طول الانبعاج (الطول الفعال للخازوق) بالسم

، (i_{min}) : هى نصف قطر القصور الذاتى بالسم

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} \quad (cm)$$

حيث (I_{min}) : هو أقل عزم قصور ذاتى لمقطع الخازوق (سم٤)

، (A) : هى مساحة مقطع الخازوق (سم٢)

i.e. Permissible load الحمل المسموح به للخازوق

$= \text{buckling factor (w)} \times f_{allowable\ comp.} \times \text{cross. sec. area}$

= معـــامل الانبعاج × الإجهاد المسموح به للضغط مع إهمال الانبعاج × مساحة مقطع الخازوق

• ويبين الجدول (١٢-١٦) التالى قيم معامل الانبعاج (w) [معامل النقص فى الإجهاد المسموح به أو الحمل الواقع على الخازوق كعمود].

جدول (١٢-١٦)

معامل النحافة (λ) = الطول الفعال للخازوق أو طول الانبعاج مقسوماً على نصف قطر القصور الذاتى لقطاع الخازوق $\lambda = \frac{\ell_b}{i_{min}}$	قيمة معامل الانبعاج (w) معامل النقص فى الإجهاد المسموح به أو الحمل الواقع على العمود			
	خازوق خشب	خازوق خرسانة مسلحة	صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤	صلب عالى المقاومة رتبة ٥٢/٣٦
صفر	١,٠٠	-	١,٠٠	١,٠٠
١٠	٠,٩٨	-	٠,٩٥	٠,٩٤
٢٠	٠,٩٥	-	٠,٨٩	٠,٨٧٥
٣٠	٠,٩٣	-	٠,٨٤	٠,٨١٥
٤٠	٠,٨٩	-	٠,٧٨	٠,٧٥٠
٥٠	٠,٨٢	١,٠٠	٠,٧٣	٠,٦٨٥
٦٠	٠,٧٢	٠,٨٨	٠,٦٨	٠,٦٢٥
٧٠	٠,٦١	٠,٧٦	٠,٦٢	٠,٥٦٥
٨٠	٠,٥٠	٠,٦٧	٠,٥٧	٠,٥٠٠
٩٠	٠,٤١	٠,٥٩	٠,٥١	٠,٤٣٥
١٠٠	٠,٣٤	٠,٥٢	٠,٤٦	٠,٣٧٥
١١٠	٠,٢٥	-	٠,٤١	٠,٣٢٥
١٢٠	٠,٢٤	-	٠,٣٦	٠,٢٨٠
١٣٠	٠,٢١	-	٠,٣٢	٠,٢٤٥

جـ) *إجهادات الانحناء (Bending Stresses):*

إذا ما تعرض الخازوق إلى قوى أفقية بالإضافة إلى القوى المحورية المؤثرة عليه فإنه فى هذه الحالة يتعرض الخازوق داخلياً إلى عزم انحناء قدرها (M) وعليه فإن الإجهادات العمودية المؤثرة عليه يمكن حسابها من المعادلة المعروفة التالية:

$$f = \frac{-P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \le f_{allowble}$$

حيث (P) هى الحمل العمودى المحورى ، (A) مساحة مقطع الخازوق ، (M) أقصى عزم انحناء مؤثر ، (y) نقص بعد للألياف على المقطع ، (I) عزم القصور الذاتى للقطاع والمقاوم لعزم الانحناء المؤثر.

د) ***الإجهادات الواقعة على الخوازيق نتيجة لعملية الدق (إجهادات الدق):***

❁ ***Stresses on Piles Due to Driving Process:***

وهذا النوع من الإجهادات يجب أخذه فى الاعتبار عند تصميم الخازوق.
ويمكن حساب قيمة إجهادات الدق هذه بالتقريب من المعادلة التالية :

$$f_{design} = \frac{P}{A}\left[\frac{2}{e_f} - 1\right] \leq f_{allowble} \qquad \text{............} \qquad (12\text{-}1)$$

حيث (e_f) تسمى كفاءة الضربة أو معامل شاكوش الدق (efficiency of blow) وهو معامل يتراوح ما بين (٠,٨ ، ١,٠٠).

١٢-٥-٩ تحديد وتقدير قدرة تحمل الخوازيق:

أ) *مقدمة:*

• إن قدرة تحمل الخوازيق بصفة عامة تتوقف على عاملين هما :
١- الإجهادات المسموح بها داخل جسم الخازوق.
٢- مقدار مقاومة التربة لحمل الخازوق.

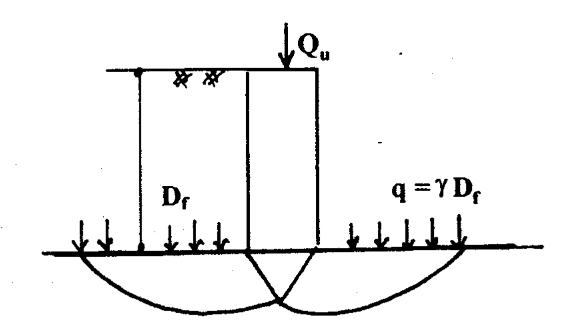
• لتحديد الحمل الأقصى لقدرة تحمل الخازوق يجب أولاً التأكد من أن أقصى إجهادات متولدة بالخوازيق لا تتعدى الإجهادات المسموح بها بالنسبة لمادة الخازوق وثانياً ضرورة استيفاء اشتراطات ضبط الجودة عند تجهيز وإنشاء الخوازيق، وفى حالة امتداد الخوازيق خارج سطح مستوى الأرض النهائى فإنه يجب تصميمها كأعمدة كما شرحنا سابقاً مع الأخذ فى الاعتبار احتمال إنبعاجها.

• يعتــبر العامل الثانى بصفة عامة هو المحدد لقدرة تحمل الخوازيق وهو مقدار مقاومة التربة لحمل الخازوق وعليه يمكن القول بأن قدرة تحمل الخوازيق تعتمد على :

- طراز وشكل ومقاس ومادة الخازوق.
- خواص التربة المحيطة والحاملة للخازوق.

ب) **تعريف قدرة التحمل القصوى للخازوق المفرد:**

• يمكــن تعــريف قدرة التحمل القصوى للخازوق بأنها الحمل الذى تبلغ عــنده مقاومة التربة للانهيار حدها الأقصى. حيث فى حالة زيادة الحمل المؤثر عــن هــذا القــدر تــنهار التربة الحاملة للخازوق نتيجة لزيادة إجهادات القص المــتولدة قدرة التربة لمقاومتها وهو ما يعرف باسم انهيار القص العام والمبين بالكروكى التالى شكل (١٢-١٥) :



شكل (١٢-١٥) انهيار القص العام أسفل الخازوق

• وعــند حدوث هذا النوع من انهيار القص العام يخترق الخازوق التربة فيتغــير عمقــه أو اتجاهــه أو كلاهما بمقادير ملحوظة، وقد تتغير أيضاً خواص التربة الحاملة للخازوق وبالتالى يكتسب الخازوق صفات مخالفة ومغايرة لوضعه قــبل الانهــيار. ويخــتلف مقدار هبوط أو حركة الخازوق المناظرة لقدرة تحمله القصــوى من حالة إلى حالة أخرى لأن مقدار ذلك الهبوط أو الحركة يعتمد على كل من طبيعة التربة وعلى مقاس الخازوق.

• هـــذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى أعمال التنفيذ من الممكن اعتبار القدرة القصـــوى لتحمل الخازوق بأنها الحمل الذى يحدث هبوطاً فى الخازوق قدره ١٠ % من قطر الخازوق، وذلك إذا لم يتم تحديده بخاصية أخرى واضحة من منحنى العلاقة بين الحمل المؤثر والهبوط المناظر للخازوق.

١٢-٥-١٠ طرق حساب قدرة تحمل الخازوق المفرد:

★ يمكـــن حســـاب وتقدير قدرة تحمل الخازوق المفرد بإحدى الطرق التالية طبقاً للكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات :

١- قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ النظرية (الإستاتيكية).
٢- قدرة تحمل الخازوق بدلالة بيانات الدق (باستخدام الصيغ الديناميكية).
٣- قدرة تحمل الخازوق باستخدام نتائج التجارب الحقلية.

★ وفيما يلى شرح لهذه الطرق:

أ) قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ النظرية (الإستاتيكية):

❁ مقدمة:

• وهـــذه الطريقة تعتمد على بيانات خواص التربة وعلى الأخص معاملات قوى القص والتى تحدد من التجارب المعملية أو الحقلية أو كليهما معاً.

• توجـــد صيغ نظرية إستاتيكية كل منها تقدر قيمة تقريبية للحمل الأقصى وهـــذه القـــيمة الأخـــيرة تعتمد دقتها على درجة الوثوق فى الصيغة المستخدمة وعلى الدقة فى بيانات خواص التربة الحاملة للخازوق.

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لا يجوز الاعتماد على نتائج الصيغ النظرية نظـــراً لأن هـــذه الصيغ تحتوى على معاملات يصعب تحديد قيمتها الحقيقية بدقة كافـــية الأمـــر الـــذى يحـــتم ضرورة إجراء تجارب تحمل فى الموقع على بعض الخوازيق.

❋ الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً:

إن جميع الصيغ النظرية تعتمد فكرتها على أساس معادلة ومساواة كل من الحمــل الأقصى الذى يتحمله الخازوق (Q_{ult}) عند مستوى أسفل الهامات مضافاً إليه وزن الخازوق (P) وذلك بأقصى مقاومة تبديها التربة تجاه انهيار الخازوق، وهذه الأخيرة تشمل مجموع كلاً من جهود القص الناشئة عن احتكاك أو التصاق الــتربة بالسطح الجانبى للخازوق (Q_f) وجهود الضغط الفعالة على أسفل قاعدة ارتكاز الخازوق (Q_b) وكما هو موضح بالكروكى – شمل (١٢–١٦).

i.e. $Q_{ult} + P = Q_f + Q_b$ ...... (12-2) *

شكل (١٢–١٦)

وحيــث أن قوة الاحتكاك (Q_f) تساوى متوسط إجهاد الاحتكاك أو الالتصاق على وحــدة المساحة الجانبية للخازوق (f) مضروباً فى المساحة السطحية أو الجانبية لجذع الخازوق (A_s).

i.e. $Q_f = f \times A_s$ .... (12-3) *

وكذلــك قوة ضغط الارتكاز أسفل قاعدة الخازوق (Q_b) تساوى حاصل ضرب كلاً مــن متوسط جهد الضغط على وحدة مساحة المسقط الأفقى لقاعدة الخازوق عند أقصــى مقاومة لانهيار الخازوق (q) (مقاومة الارتكاز) × مساحة المسقط الأفقى لقاعدة ارتكاز الخازوق (A_b).

i.e. $Q_b = q \times A_b$ .... (12-4) *

وعليه فإن :

$Q_{ult} + P = f . A_s + q . A_b$ .... (12-5) *

وفــى أغلــب الحالات يستعاض عن وزن الخازوق (P) بالقيمة ($A_b \times P_o$) حيث (P_o) هــو الإجهــاد الــناتج عــن وزن عمود التربة المقابل لحجم الخازوق عند

مســتوى ارتكــاز الخازوق (over burden pressure) $(\gamma_s L \times A_b)$ i.e. وذلك باعتبار كثافة التربة ومادة الخازوق متساويين وعليه فإن :

$$Q_{ult} = f \cdot A_s + A_b (q - P_o) = f \cdot A_{sur} + A_b (q - \gamma_{soil} \cdot L) \quad .... (12\text{-}6) *$$

حيث (L) هو الطول المدفون من الخازوق فى الأرض

وتمثل المعادلة السابقة الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً.

بعض صور الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً:

حالة التربة الطينية الصرفة:

فــى حالــة التربة الطينية الصرفة وفى حالة الخوازيق المستديرة المقطع تأخذ الصيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً الصورة التالية :

خوازيق الضغط:

$$Q_{ult} = C\, N_c\, \pi R^2 + c_a\, 2\pi R L \quad .... \quad (12\text{-}7) *$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{F.S} \quad .... \quad (12\text{-}8) *$$

حيث بالإشارة إلى الشكل (١٢-١٧).

(Q_{ult}) : أقصــى حمــل ضــغط يتحمله الخازوق عند الانهيار (قدرة تحمل الخازوق).

(Q_{all}) : أقصــى حمل ضغط تشغيلى يتحمله الخازوق (قدرة تحمل الخازوق المسموح بها)

(F.S) : معامل أمان يساوى :

- (٣) فى حالة الأحمال الاعتيادية (الميت والحى)
- (٢,٥) فى حالة أخذ الأحمال غير دائمة مثل ضغط الرياح فى الاعتبار
- (٢) فى حالة أخذ تأثير الزلازل أيضاً فى الاعتبار

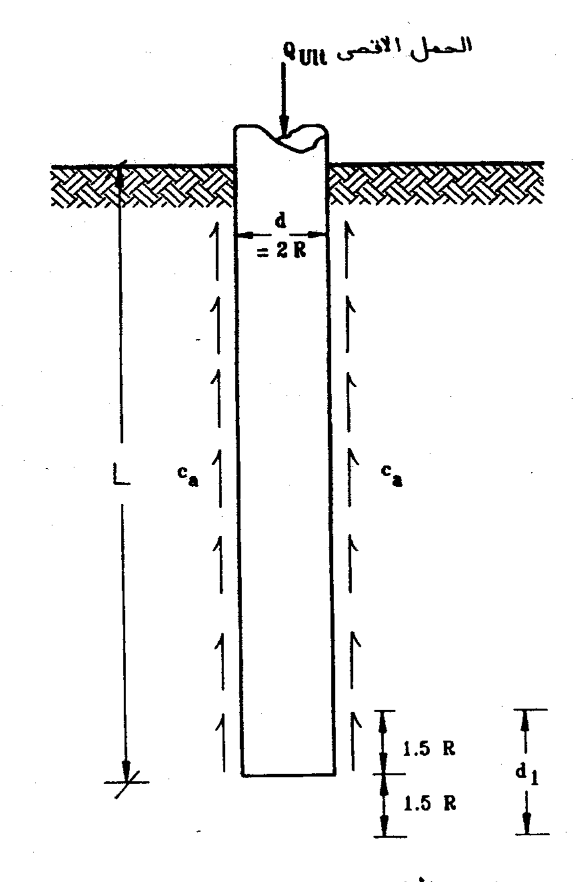
(C) : متوســط إجهــاد تماسك التربة حول الطرف السفلى للخازوق فى المسافة (d_1)

(c_a) : متوسط إجهاد التصاق التربة على سطح الخازوق

(N_c) : معامل قدرة التحميل وقيمته عادة تساوى (٩)

(R) : نصف قطر الخازوق

(L) : طول الخازوق



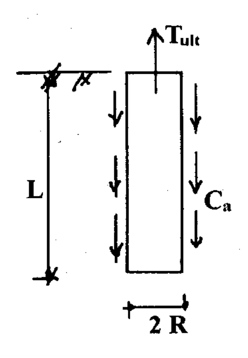
شكل (١٢-١٧) قدرة تحمل خازوق الضغط فى تربة طينية صرفة $(\phi = 0)$

خوازيق الشد:

$$T_{ult} = C_a \cdot 2\pi R L + P \qquad \text{...........} \qquad (12\text{-}9) \quad *$$

$$T_{all} = \frac{C_a \, 2\pi R L}{F.S} + P \qquad \text{...........} \qquad (12\text{-}10) \quad *$$

حيث بالإشارة إلى الشكل (١٢-١٨).



شكل (١٢-١٨) قدرة تحمل خازوق الشد فى تربة طينية صرفة $(\phi = 0)$

حيث (T_{ult}) : أقصى حمل شد (سالب) يتحمله الخازوق عند الانهيار (قدرة تحمل الخازوق).
، (T_{all}) : أقصى حمل شد تشغيلى يتحمله الخازوق (قدرة تحمل الشد المسموح بها للخازوق)
، (F.S) : معامل أمان ويؤخذ يساوى (٣)
، (P) : وزن الخازوق

❁ ***بعض الملاحظات والاعتبارات العامة عند تطبيق المعادلات السابقة الخاصة بتقدير الحمل الأقصى للتربة الطينية الصرفة باستعمال الصيغة الإستاتيكية (النظرية):***

١- يتم تطبيق المعادلات والصيغة السابقة بصرف النظر عن موضع مستوى الماء الأرضى.

٢- لا يجوز استخدام هذه المعادلات فى حالة خوازيق الارتكاز فى طبقات طينية مشققة (fissured clay strata) حيث فى هذه الحالة يجب تعديل عمق الخازوق النظرى بإلغاء أطوال الأجزاء المعرضة للتشققات (Tension cracks & fissures).

٣- أن القيمة القصوى لحمل خازوق الشد (T_{ult}) تتأثر بوزن كتلة التربة المحيطة بالخازوق التى تعمل ضد استخراجه من الأرض، كما وأنه فى حالة وجود قوى شد متواصلة (Sustained pullout) فإن احتمال تحرك الخوازيق تدريجياً إلى أعلى قبل تولد الجهود القصوى للالتصاق يقلل من القيمة المسموح بها لحمل خازوق الشد (T_{all}).

٤- يمكن تحديد قيمة كل من (c) ، (c_a) من اختبارات تجرى على نماذج بالحجم الطبيعى للخوازيق ولكن عادة وبصفة عامة تقدر أو تستنتج قيمتها من الاختبارات المعملية على عينات من التربة أو من الاختبارات الحقلية بالموقع.

• ويمكن استنتاج قيمة متوسط تماسك التربة (c) بواسطة اختبار الجس العميق باستخدام إحدى الأنواع المناسبة مثل مجس

المخــروط الهولــندى أو المجس الإستاتيكى، هذا ويفضل استخدام اختــبار القص المروحى لتقدير قيمة التماسك (c) للتربة وذلك فى حالة التربة ضعيفة التماسك وضعيفة التماسك جداً.

- فــى حالــة التربة العادية يجوز استخدام القيم الواردة فى الجدول (١٢-٧) لتقدير قيمة التصاق التربة (c_a) فى حالة خوازيق الإزاحة علــى ضوء قيمة تماسك التربة (c)، أما فى حالة خوازيق التثقيب فيمكن اعتبار قيمة (c_a) عن واحد كجم/سم٢.

٥- فى حالة استخدام نفاثات المياه (water jets) لدفع الخوازيق بالتربة تهمل قــيمة جهــود الالتصاق ($c_a = 0$) تماماً حتى الأعماق التى روبتها نفاثات المياه.

٦- إن قــيمة جهــد التلاصق (c_a) يقل فى خوازيق الدق (نتيجة لعملية الدق) حيــث أن هــذه العملــية تعمل على إعادة تشكيل الهيكل البنائى للجزئيات المكونــة للــتربة الطينــية فى المنطقة الواقعة حول الخوازيق وأن مقدار تأثــير عملية الدق على هذه القيمة يتوقف على نوع مادة الخازوق ونوع قــوام الــتربة وعلى الفترة الزمنية عقب عملية الدق. ففى التربة الطينية ضــعيفة التماســك والــتربة ذات الحساسية تقل قدرة الالتصاق، ثم تعود وتــتزايد مع الوقت فى حالة الخوازيق الخشبية والخرسانية، أما فى حالة الخوازيق الصلب فإن تزايدها يكون بمعدل أبطأ وبمقادير أقل. وفى التربة الطينــية المتماسكة وشديدة التماسك فقد لا تتزايد قيمة (c_a) مرة ثانية مع الوقــت حــتى فــى بعض الأحوال التى تستعيد فيها التربة بعضاً من قوة تماســكها (c). أمــا بالنســبة لخوازيق التثقيب التى تصب خرسانتها فى الموقــع فــى اتصــال مباشــر بالتربة وقد تمتص التربة جزءاً من مياه الخرســانة ممــا قــد يقلل من قيمة جهود الالتصاق (c_a) الفعلية ويتوقف تأثيرها على عدة عوامل منها مقدار تشرب التربة للمياه أثناء عملية صب الخــازوق، وعلى نوع التربة نفسها، وعلى الفترة الزمنية التى مرت على إنشاء الخوازيق.

جدول (١٢-٧) القيم المناسبة لجهد التماسك (c) وجهد الالتصاق (c_a) فى حالة خوازيق الإزاحة المنشأة فى التربة الطينية الصرفة

نوع الخازوق	قوام التربة	جهد التماسك (c) (كجم/سم٢)	جهد الالتصاق الأقصى (c_a) (كجم/سم٢)
خشب أو خرسانة	ضعيف التماسك جداً	صفر - ٠,١٢٥	صفر - ٠,١٢٥
	ضعيف التماسك	٠,١٢٥ - ٠,٢٥	٠,١٢٥ - ٠,٢٤
	متوسط التماسك	٠,٢٥ - ٠,٥	٠,٢٤ - ٠,٣٧٥
	متماسك	٠,٥٠ - ١,٠٠	٠,٣٧٥ - ٠,٤٧٥
	شديد التماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠	٠,٤٧٥ - ٠,٦٥
صلب	ضعيف التماسك جداً	صفر - ٠,١٢٥	صفر - ٠,١٢٥
	ضعيف التماسك	٠,١٢٥ - ٠,٢٥	٠,١٢٥ - ٠,٢٣
	متوسط التماسك	٠,٢٥ - ٠,٥	٠,٢٣ - ٠,٣٥
	متماسك	٠,٥٠ - ١,٠٠	٠,٣٥ - ٠,٣٦
	شديد التماسك	١,٠٠ - ٢,٠٠	٠,٣٦ - ٠,٣٧٥

۞ *حالة التربة الغير متماسكة الحبيبات:*

فـى حالة التربة الغير متماسكة الحبيبات وفى حالة الخوازيق المستديرة المقطـع تـأخذ الصـيغة الأساسية لحساب قدرة تحمل الخوازيق نظرياً الصورة التالية :

- خوازيق الضغط (شكل ٨-٢٢):

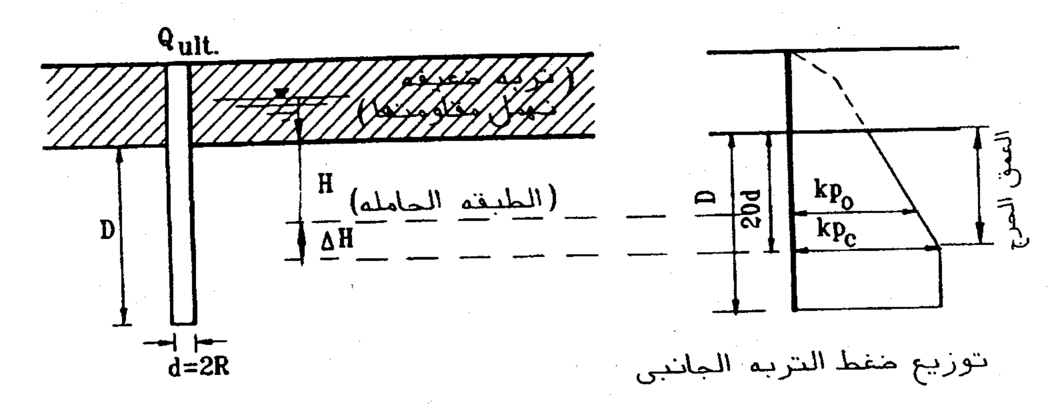
$$Q_{ult} = P_b \, . N_q \, . \pi R^2 + \sum_{H=0}^{H=D} K_{He} \, . P_o \, . \tan\delta \, . 2\pi R \, . \Delta H \quad ...... \; (12\text{-}12) \; *$$

- خوازيق الشد:

$$T_{ult} = \sum_{H=0}^{H=D} K_{HT} \, . P_o \, . \tan\delta \, . 2\pi R \, \Delta H + P \quad ...... \; (12\text{-}13) \; *$$

حيث : (P_b) قيمة الضغط الرأسى الفعال عند منسوب نقطة ارتكاز الخازوق

- (N_q) : هو معامل قدرة تحمل التربة وهو يتوقف على قيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة ونوع الخازوق (خازوق إزاحة أو خازوق تثقيب)
- (K_{Hc}) : هـى معامل يمثل النسبة بين الضغط الأفقى إلى الرأسى الفعال على جوانب الخازوق فى حالة الضغط
- (K_{HT}) : هـى معامل يمثل النسبة بين الضغط الأفقى إلى الرأسى الفعال على جوانب الخازوق فى حالة الشد
- (P_o) : الضغط الرأسى الفعال على الطول المدفون من الخازوق داخل التربة الغير متماسكة
- (δ) : زاوية الاحتكاك بين الخازوق والتربة وهى تتوقف على نوع مادة الخازوق
- (P) : وزن الخازوق
- (R) : نصف قطر الخازوق
- (D)، (H)، (ΔH) : أنظر الشكل (١٢-١٩)



P_c هو ضغط التربه الرأسى عند العمق الحرج

$k = k_{HC}$ او k_{HT}

شكل (١٢-١٩) قدرة تحمل خازوق فى تربة غير متماسكة الحبيبات

تبيـن الجـداول (١٢-٨) ، (١٢-٩) ، (١٢-١٠) قيم المعاملات (N_q)، (K_{Hc}) ، (K_{HT}) ، (δ).

جدول (١٢-٨) قيم معامل قدرة التحميل (N_q) للتربة الغير متماسكة الحبيبات

(ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (قبل التنفيذ) بالدرجات	٢٥	٣٠	٣٥	٤٠
قيمة (N_q) خوازيق الإزاحة	١٥	٣٠	٧٥	١٥٠
قيمة (N_q) خوازيق التثقيب	٦	١٥	٣٧	٧٥

جدول (١٢-٩) قيم المعاملات (K_{Hc}) ، (K_{HT})

نوع الخازوق	(K_{Hc})	(K_{HT})
خازوق ذو قطاع H	٠,٥ - ١,٠٠	٠,٣ - ٠,٥
خازوق إزاحة	١,٠٠ - ١,٥٠	٠,٦ - ١,٠٠
خازوق إزاحة متغير القطاع	١,٥٠ - ٢,٠٠	١,٠٠ - ١,٣
خازوق إزاحة باستخدام النفاثات	٠,٤ - ٠,٩	٠,٣ - ٠,٦
قطر أقل من ٠,٦ متر	٠,٧	٠,٤

جدول (١٢-١٠) قيم زاوية الاحتكاك بين التربة وجسم الخازوق (δ)

نوع الخازوق	δ (درجة)
حديد	٢٠
خرسانة	٣/٤ (ϕ)
خشب	٣/٤ (ϕ)
(ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة	

✿ بعض الملاحظات والاعتبارات العامة عند تطبيق المعادلات السابقة الخاصة بتقدير الحمل الأقصى للتربة الغير متماسكة الحبيبات باستعمال الصيغة الإستاتيكية (النظرية):

١- أثبتت نتائج الأبحاث وتجارب التحميل بالموقع أن كلاً من مقاومة الارتكاز للخازوق والاحتكاك الجانبى له يزيدان مع زيادة الضغط الرأسى الفعال

حتى عمق داخل الطبقة الحاملة يطلق عليه العمق الحرج (شكل ١٢-١٩) ، وتتوقف قيمة هذا العمق الحرج على الكثافة النسبية للتربة الغير متماسكة ومنسوب المياه الجوفية وتتراوح قيمته بين ١٠ مرات إلى ٤٠ مرة قطر الخازوق. وفى حالة زيادة طول الخازوق المدفون فى التربة الغير متماسكة عن العمق الحرج فإن الزيادة فى مقاومة الارتكاز تكون صغيرة جداً فى حين تتناسب الزيادة فى محصلة الاحتكاك الجانبى مع المساحة الجانبية للخازوق ومن هذا المنطلق فإنه عند حساب قدرة التحميل لخوازيق مدفونة داخل الطبقة الحاملة لمسافات كبيرة فإنه يجب ألا يتجاوز العمق الحرج أكبر من عشرون مرة قطر الخازوق عند تقدير كل من (P_b) ، (P_o) كما هو موضح بالشكل (١٢-١٩).

٢- يجب الحرص الشديد عند اختيار القيمة التصميمية لقيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (ϕ) وذلك نظراً لحساسية قيمة المعامل (N_q) وارتباطه بهذه الزاوية.

٣- يراعى عند استخدام خوازيق الإزاحة مع استعمال النفاثات ألا تزيد القيمة التصميمية لزاوية الاحتكاك الداخلى (ϕ) عن (٢٨°) عند تحديد قيمة (N_q).

٤- إن الطريقة والمعادلة المذكورة أعلاه تصلح فقط وتطبق لخوازيق لا يزيد قطرها عن ٦٠ سم، أما الخوازيق ذات الأقطار الكبيرة (أكبر من ٦٠ سم) فإن تصميمها يعتمد على مقدار الهبوط والذى يمكن تقدير قيمته بحوالى نصف مقدار الهبوط الذى يحدث لقاعدة مكافئة ترتكز على سطح تربة مشابهة فى الخواص للتربة الموجودة عند قاعدة ارتكاز الخازوق.

۞ *حالة التربة المكونة من طبقات متباينة متعددة:*

فى حالة التربة المكونة من طبقات متباينة ومتعددة باستخدام الصيغ الإستاتيكية (النظرية) يمكن تقدير الحمل الأقصى للخازوق على أساس أنه مساوياً لمجموع جهود المقاومة التى ستبديها كل من الطبقات الحاملة للخازوق باستثناء الطبقات الضعيفة التى ستتضاعف وستتلاشى مقاومتها إزاء حركة جزع الخازوق أو سيتولد عنها إجهادات قص سالبة على جذع الخازوق.

٢ – <u>*قدرة تحمل الخازوق باستخدام بيانات الدق:*</u>

يتم حساب قدرة تحمل الخازوق من بيانات الدق بإحدى الطرق التالية :

i – باستخدام الصيغ الديناميكية.

ii – بتطبيق المعادلة الموجبة.

i – قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغ الديناميكية الخاصة بالخوازيق المنشأة بالدق:

❁ *مقدمة:*

- هذه طريقة تقريبية تستخدم لإيجاد قدرة تحمل الخوازيق المنشأة بالدق فى التربة الغير متماسكة الحبيبات مثل الرمال والحصى والزلط.
- لا يجوز الاعتماد على هذه الطريقة وحدها فى تحديد الحمل التصميمى للخوازيق بدون مقارنتها ومضاهاتها مع نتائج اختبارات تربة الموقع واختبارات التحميل أو الخبرة العملية.
- لا يجوز استخدام هذه الطريقة فى حالة التربة المتماسكة الحبيبات مثل الطينية أو الطميية المشبعة بالمياه.
- كما يجب الحذر وعمل الاحتياطات اللازمة عند استخدام هذه الطريقة فى حالات التربة التى تظهر مقاومة أقل لاختراق الخازوق عند إعادة الدق عليه بعد فترة توقف حوالى ساعتين.
- تعتمد جميع الصيغ الديناميكية على فرضين أساسيين كلاهما تقريبى :

أ) أن قدرة التحمل الإستاتيكية القصوى للخازوق تساوى مقاومة التربة الديناميكية لاختراق الخازوق.

ب) أن مقاومة التربة الديناميكية لاختراق الخازوق يمكن حسابها من الطاقة الكيناماتيكية لمطرقة الدق ومقدار غز الخازوق فى التربة (Refusal).

- أظهر التحليل الإحصائى أنه لا توجد صيغة ديناميكية واحدة منفردة تعطى نتائج موثوق بها تماماً، وأنه فى أحسن ظروف التطبيق عندما تكون الخوازيق مرتكزة داخل طبقات من الرمال أو الزلط أو الحصى أو ما شاكل ذلك من الحبيبات غير المتماسكة فإن الاستخدام الأمثل للصيغ الديناميكية

يعطـــى قـــيماً محســـوبة ومقدرة تتراوح ما بين ٤٠ ، ١٣٠ % من قدرة التحميل العظمى التى تعطيها اختبارات التحميل.

❁ صيغة هايلى الديناميكية الخاصة بالخوازيق المنشأة بالدق:

- مـــن إحـــدى الصـــيغ الشـــائعة الاســـتخدام فـــى مصر هى صيغة هايلى (Hiley Formula) وهـــى تعتـــبر من الصيغ الأعم حيث أنها تعتمد على القوانين التى تحكم الاصطدام بالأجسام المرنة.
- تســـتخدم هـــذه الطريقة كما ذكرنا سابقاً فقط لخوازيق الدق المرتكزة فى الـــرمل أو الزلط أو الصخر ولا تستخدم فى الخوازيق المرتكزة فى التربة الطينية أو الطميية.
- لا يوصـــى باستخدام هذه الصيغة فى حالة خوازيق الإزاحة التى يتم دفعها بالدق على كعب الخازوق.
- هـــذا وتجـــدر الإشـــارة إلى أنه يمكن تأكيد صلاحية استخدام هذه الصيغة بإعـــادة الدق على خازوق الإزاحة بعد فترة سكون ومقارنة مقدار الهبوط المـــناظر لدقة واحدة (Set) قبل وبعد إعادة الدق، وبصفة عامة فإذا كان الهبوط بعد إعادة الدق يختلف عنه فى مرحلة الدق الأولى فإن ذلك يعتبر مؤشـــراً لعـــدم الاطمئنان لاستعمال واستخدام هذه الصيغة وذلك بالصور التالية :

أ) إذا كـــان الهـــبوط بعـــد إعادة الدق أكبر فيجب عدم استخدام هذه الصيغة تحت ظروف الموقع ونوع الخازوق المستخدم.

ب) إذا كان الهبوط بعد إعادة الدق أصغر فإن هذه الصيغة ستعطى قيماً قد تكون بالغة التحفظ.

- يعبر عن صيغة هايلى بالمعادلة التالية :

$$R_u = \frac{W \cdot h \cdot \eta}{S + \frac{C}{2}} \quad \text{..........} \quad (12\text{-}14) \quad *$$

حيث (R_u) : أقصى مقاومة للدق بالكيلو جرام

، (W) : وزن المطـــرقة (Ram) وهو الجزء المتحرك من الشاكوش بالكيلو جرام

، (h) : الارتفاع المؤثر لسقوط المطرقة بالمليمتر وهو يساوى :
(k) × الارتفاع الحقيقى لسقوط المطرقة بالمليمتر
، (k) : معـــامل يســـمى معـــامل الشاكوش وهو يعتمد على نوع الشاكوش (جدول ١٢-١١).
، (W.h): تمثل الطاقة المؤثرة عن الدقة الواحدة
، (η) : كفاءة الدق وهى تعتمد على معامل الارتداد (e) والنسبة $\left(\frac{P}{W}\right)$ شكل (١٢-٢٠)
حيث (e) : معامل الارتداد وهو معامل أقل من الواحد الصحيح وهو يعتمد على نـــوع ووزن الخـــازوق والخوذة ووزن المطرقة (نوع غطاء رأس الخازوق أثناء الدق) ونوع الشاكوش جدول (١٢- ١٢)
، (P) : وزن الخـــازوق بالإضـــافة إلـــى وزن الخوذة أو طربوش الدق أو الوسادة والحشو
، (S) : مقدار اختراق الخازوق لكل دقة بالمليمتر
، (C) : مجموع الانضغاط المؤقت $(C_c + C_p + C_q)$ بالمليمتر
حيث :
(C_c) : مقدار الإنضغاط المؤقت للوسادة والحشو أو رأس الخازوق الخشبى بالمليمتر شكل (١٢-٢١)
(C_p) : مقـــدار الإنضـــغاط المؤقت للخازوق بالمليمتر وطبقاً للأشكال التالية شكل (١٢-٢٢) لخازوق خرسانة ، شكل (١٢-٢٣) لخازوق حديد ، شكل (١٢-٢٤) لخازوق خشب
(C_q) : مقدار الإنضغاط المؤقت للتربة بالمليمتر شكل (١٢-٢٥)

- هـــذا ويمكن تعيين وتقدير قيمة حمل التشغيل التصميمى الأقصى للخازوق (R_w) كما يلى :

* (12-15) .... $$R_w = \frac{R_u}{F.S}$$

حيـــث (F.S) هو معامل أمان : يساوى (١,٥) للصخر ، يساوى (٢-٣) فى حالة الـــتربة الرملـــية والزلطية حسب الثقة فى قيم معاملات الانضغاط (C_q) ، (C_p) المستخدمين

جدول (١٢-١١) قيمة معامل الشاكوش (k)

نوع الشاكوش	(k)
شاكوش ساقط يعمل بالونش	٠,٨
شاكوش أحادى التشغيل يعمل بالهواء المضغوط أو البخار	٠,٩
شاكوش ثنائى التشغيل يعمل بالهواء المضغوط أو البخار	١,٠٠
شاكوش ديزل (وزن المطرقة فقط)	١,٠٠

جدول (١٢- ١٢) قيم معامل الارتداد (e)

نوع الخازوق	نوع غطاء رأس الخازوق أثناء الدق	أحادى التشغيل مطرقة ديزل أو مطرقة حرة	ثنائى التشغيل
خازوق خرسانى سابق الصب	أ) خوذة "helmet" ذات وسادة "dolly" من البلاستيك أو خشب "Green heart" مع استخدام حشو على رأس الخازوق.	٠,٤	٠,٥
	ب) خوذة ذات وسادة من خشب صلد وحشو على رأس الخازوق.	٠,٢٥	٠,٤
	جـ) الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط.	-	٠,٥
خازوق حديدى	أ) طربوش دق "driving cap" ذو وسادة "dolly" من البلاستيك أو خشب "Green heart" مع استخدام حشو على رأس الخازوق.	٠,٥	٠,٥
	ب) طربوش دق مع استخدام وسادة من خشب صلد وحشو على رأس الخازوق.	٠,٣	٠,٣
	جـ) الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط.	-	٠,٥
خازوق خشبى	الدق مباشرة على الخازوق	٠,٢٥	٠,٤

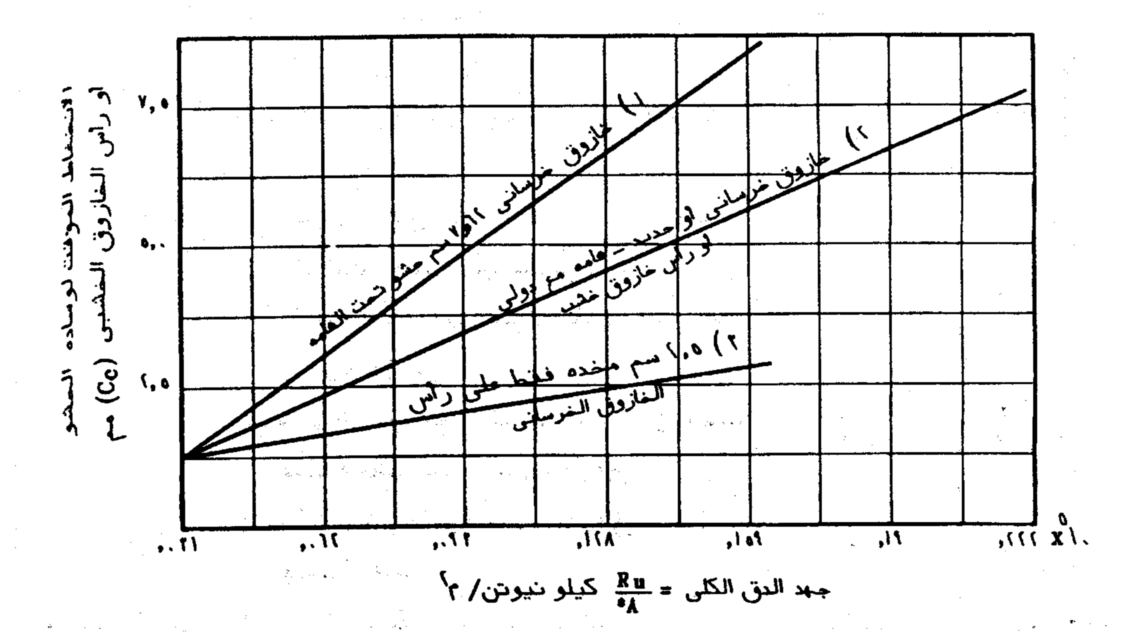
كفاءه الدق (η)

٠,٨ – ٠,٧ – ٠,٦ – ٠,٥ – ٠,٤ – ٠,٢

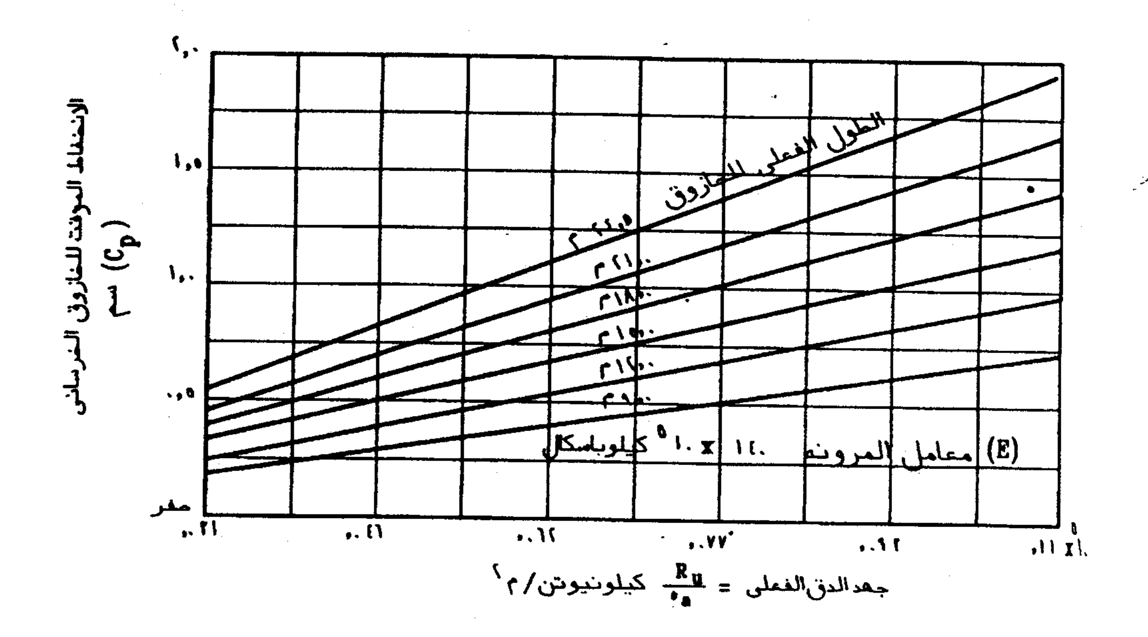
صفر – ٠,٥ – ١,٠ – ١,٥ – ٢,٠ – ٢,٥

$$\frac{P}{W} = \frac{\text{وزن الخازوق و الخوذه}}{\text{وزن المطرقه}}$$

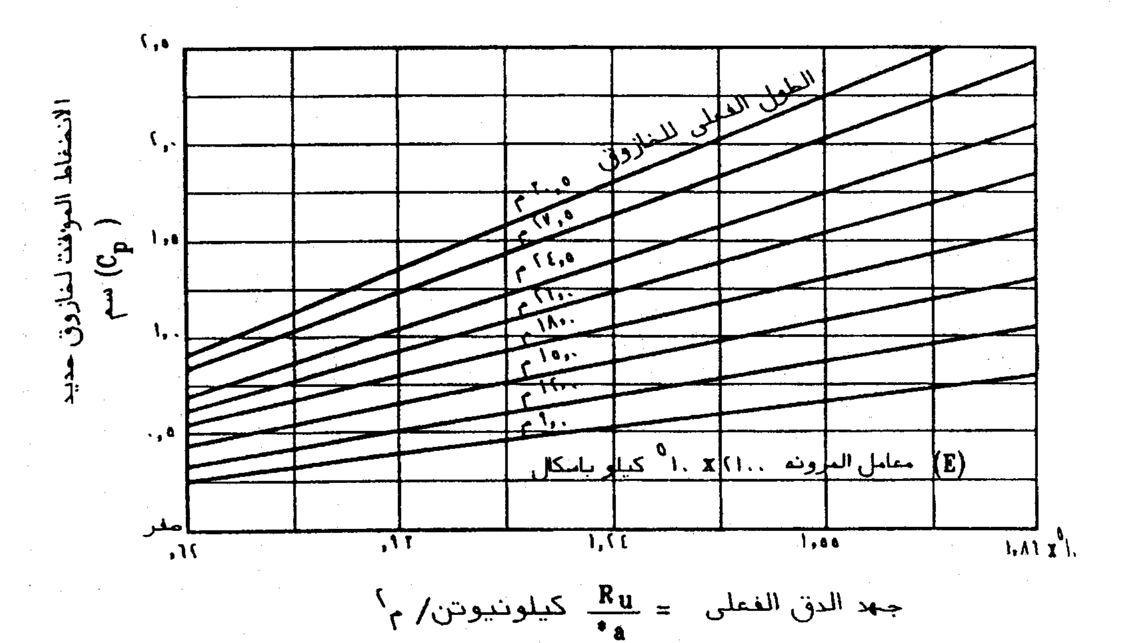

شكل (١٢-٢٠)



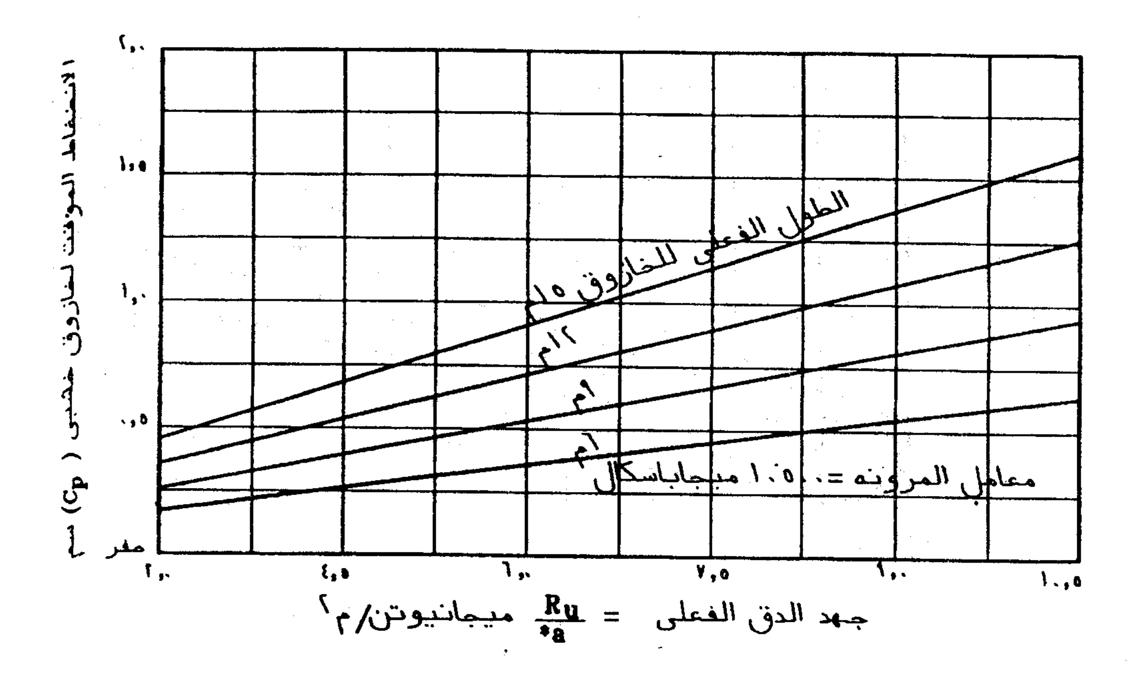
شكل (١٢-٢١)

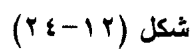



شكل (١٢-٢٢)



شكل (١٢-٢٣)




شكل (١٢-٢٤)

الانضغاط الموقت للتربه (Cq) سم

٠,٥

٠,٢٥

٣ ٦ ٩ ١٢ ١٥ ١٨ ٢١

جهد الدق الكلى = Ru / *A ميجانيوتن/م٢

شكل (١٢-٢٥)

		خازوق خرسانه أو خشب	خازوق خرسانه	خازوق خرسانه أوصلب (ماسوره)	خازوق صلب قطاع (H)	خازوق صلب قطاع صندوقى
مساحه قطاع الخازوق الكليه Overall area	A					
المساحه الفعليه لمقطع ماده الخازوق Actual area	a					

شكل (١٢-٢٦)

ii – قدرة تحمل الخازوق باستخدام تطبيق المعادلة الموجبة لتحليل بيانات دق الخازوق:

- تعتمد المعادلة الموجبة على تحليل انتقال الموجات الطولية فى الخازوق أثناء الدق حيث يتم تقسيم كل من مجموعة الدق (الشاكوش ، الهامة ن الوسادة .... الخ) والخازوق إلى مجموعة من الكتل الجاسئة والزنبركات (Springs) متصلة مع بعضها على التوالى كما يتم عمل نموذج للتربة من الزنبركات و "dash pots" متصلة على التوازى مع بعضها وعلى التوالى مع جزء الخازوق. ويتم حل المعادلة التفاضلية من الدرجة الثانية عن طريق الحاسب الآلى باستخدام إحدى الطرق العددية مثل العناصر المحددة "finite elements" أو الفروق المحددة "finite differences".
- وتعتبر المعادلة الموجبة أحسن الطرق الديناميكية ومن أدق الطرق المستخدمة فى تحليل خوازيق الدق حيث تستعمل فى تحديد القدرة القصوى لتحمل خوازيق الدق وكذلك فى تقدير قيمة اختراق خوازيق الدق للتربة أثناء التنفيذ "set" والناتج عن دقة واحدة للشاكوش وبالتالى فإنه

عن طريق عدة قراءات للاختراق مع قدرة التحمل القصوى المناظرة يمكن رسم ما يسمى ببيانى قدرة التحمل.

- هـذا وتجـدر الإشارة إلى أن المعادلة الموجية تستخدم بنجاح وبدقة فى تقديـر قـيم إجهـادات الضـغط والشد القصوى بدقة بما فى ذلك المكان والموضـع الذى يتعرض لأقصى إجهادات بالإضافة إلى وقت حدوثها منذ الدق على رأس الخازوق.

٣- ***قدرة تحمل الخازوق باستخدام نتائج التجارب الحقلية:***

❁ باستخدام نتائج تجربة الاختراق القياسي *(S. P. T Results)* بالحقل:

- هـذه الطريقة تستخدم لتقدير قدرة تحمل الخازوق الإزاحة (حمل التشغيل) المرتكـز فى تربة غير متماسكة الحبيبات وذلك طبقاً للمعادلة التالية وذلك بطريقة تقريبية :

$$Q_{all} = 90\ N\ (p\ R)^2 + \bar{N}\ (2\ p\ R\ L)\ \text{(كيلو نيوتن)} \quad ...... \quad (12\text{-}16)$$

حيث (Q_{all}): حمـل تشـغيل الخـازوق (كيلو نيوتن) ويتضمن معامل أمان قدره (٢,٥) بالنسـبة لمقاومـة ارتكـاز الخـازوق وقدره (٢) بالنسبة لمقاومة الاحتكاك

، (N) : هـى القيمة المتوسطة لعدد الدقات فى تجربة الاختراق القياسى فى طـبقة الـتربة المؤثرة على حمل الارتكاز والممتدة لمسافة $(2\ R)$ أسفل قاعدة الخازوق ، $(6\ R)$ أعلى نقطة الارتكاز

، $(\bar{N})$: هـى متوسـط عدد الدقات فى تجربة الاختراق القياسى على طول الخازوق داخل الطبقة أو الطبقات غير المتماسكة الحبيبات

، (R) : هو نصف قطر الخازوق بالمتر

، (L) : هو طول اختراق الخازوق للطبقة الغير متماسكة بالمتر

- أمـا فـى حالـة خوازيـق الإزاحـة المسـلوبة ذات القطـاع المتغـير (Tapered piles) بمعدل أكبر من ١% فيمكن زيادة الاحتكاك الجانبى إلى مرة ونصف القيمة المعطاة بالعلاقة السابقة.

- وفـى حالـة خوازيق التثقيب العادية التى لا يستخدم فيها ضخ الخرسانة بكـامل الطول أو الحقن بالمونة يمكن استخدام المعادلتين التاليتين لتقدير حمل التشغيل :

- حالة نصف القطر (R) أقل من أو يساوى ٢٥ سم $(R \le 0.25 \text{ ms})$

$$Q_{all} = 45\,N\,(\pi R^2) + \left(\frac{\bar{N}}{3}\right)(2\,\pi\,R\,L) \quad \text{.........} \; * \; (K\,N) \quad \text{.........} \quad (12\text{-}17)$$

- حالة نصف القطر (R) أكبر من ٢٥ سم وأقل من ٥٠ سم $(0.25 \le R < 0.5 \text{ ms})$.

$$Q_{all} = 90\,(N\,.\,d)\,.\,(\pi R^2) + \frac{2}{3}(\bar{N}\,.\,d)\,.\,(2\,\pi\,R\,L) \quad (K\,N) \quad \text{.......} \quad (12\text{-}18) \; *$$

حيث (d) هو قطر الخازوق بالمتر.

❁ باستخدام نتائج اختبار المخروط الإستاتيكى:

- هذه الطريقة يفضل استخدامها فى تقدير قدرة تحمل خازوق إزاحة مرتكز فى رمل سائب إلى كثيف أو طمى غير لدن باستخدام نتائج تجربة المخروط الإستاتيكى طبقاً للعلاقة التالية حيث أن هذه الطريقة لا تعتبر دقيقة فى حالة التربة الرملية الكثيفة جداً أو فى الطبقات الرملية المحتوية على نسبة من الزلط وهذه المعادلة هى :

$$Q_{all} = \frac{1}{3}\,q_c\,(\pi R^2) + \frac{1}{2}\,f_c\,(2\,\pi\,R\,L) \quad \text{.....} \quad * \quad (K\,N) \quad \text{......} \quad (12\text{-}19)$$

حيث (Q_{all}) : هى قيمة حمل تشغيل الخازوق بالكيلو نيوتن ويتضمن معامل أمان قدره (٣)

، (q_c) : هى المقاومة المتوسطة لاختراق المخروط الإستاتيكى فى مسافة (٦) مرات قطر الخازوق أعلى منسوب الارتكاز وثلاثة مرات هذا القطر أسفل منسوب الارتكاز.

، (f_c) : هى القيمة المتوسطة للاحتكاك الجانبى بطول الخازوق المقاسة باستخدام المخروط الإستاتيكى بحيث لا تزيد عن ٥٠ كيلو نيوتن /م٢ (٠,٥ كجم/سم٢).

• هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة خوازيق التثقيب المنفذة بطريقة الحفر العادية يجب تقليل القيم المحسوبة من المعادلة المذكورة أعلاه إلى النصف.

❋ باستخدام نتائج اختبارات تحميل الخوازيق:

فيما يلى ملخص لكيفية وطريقة وخطوات تنفيذ اختبارات تحميل الخوازيق الخرسانية المسلحة طبقاً للكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات قرار وزارى رقم ٤٤٧ لسنة ١٩٩١.

١ – *اختبارات تحميل الخوازيق:*

تجرى تجارب تحميل الخوازيق لمعرفة تجاوب الخازوق مع الأحمال المؤثرة عليها وبالتالى يمكن مقارنة ذلك بالفروض التصميمية ومعرفة سلامة التنفيذ وتعتبر تجارب التحميل هى الأساس فى تحديد قدرة تحمل الخازوق.

٢– *نوع تجارب التحميل:*

٢–أ تجارب قبل التنفيذ ***(Pre-contract tests)***:

يجرى هذا النوع من التجارب قبل تنفيذ الخوازيق العاملة على خوازيق تنفذ خصيصاً بهدف تأكيد فروض التصميم. ولهذا يستمر إضافة الأحمال حتى حمل الانهيار كلما أمكن ذلك. ويمكن تجهيز الخوازيق بأجهزة إضافية لإمكان قياس الجزء من الحمل المأخوذ بالاحتكاك والآخر المأخوذ بالارتكاز ويمكن إجراء هذه التجارب لاختيار أنسب الأنظمة المستعملة ويكون ذلك قبل إسناد الأعمال أو التعاقد. ويجرى هذا النوع من التجارب فى المشاريع الكبيرة أو فى الأراضى الصعبة وتجرى عادة أكثر من تجربة.

٢–ب تجارب أثناء التنفيذ ***(Preliminary tests)***:

• تجرى هذه التجارب داخل إطار التعاقد وقبل تنفيذ الخوازيق العاملة ومنها يمكن استنتاج معاملات التربة "soil parameters" من واقع سلوك الخازوق أثناء التحميل. كما تحدد هذه التجارب على وجه الخصوص هبوط الخازوق تحت الأحمال المطلوبة وبذلك يمكن تحديد الهبوط المسموح به للخوازيق العاملة ومقدار السماح فى هذه القيم.

• وعـــادة تجرى أكثر من تجربة حتى يمكن مقارنة نتائجها بالتجارب على الخوازيق العاملة وفى حالة عدم إجراء تجارب قبل التنفيذ"Pre-contract tests" فيكون من المفيد زيادة الأحمال حتى حمل الانهيار حتى يمكن تحديد معامل الأمان بدقة - وعموماً فإن هذا النوع من التجارب يجرى فى المشاريع الكبيرة.

٢-جـ تجارب على الخوازيق العاملة *(Contract piles tests)*:

• تجرى هذه التجارب فى جميع المشاريع سواء كبيرة أو صغيرة وتعطى نـتائجها المؤشـر والضمان لسلامة التصميم والتنفيذ. وفى هذه الحالة لا تحمل خوازيـق الـتجارب حـتى حمـل الانهـيار ولكن حتى أحمال تزيد على الحمل التصـميمى مـن ٥٠% - ١٠٠%. ويمكن اختيار خازوق أو خوازيق التجارب أثـناء أو بعد الانتهاء من التنفيذ. ولا يقل عدد تجارب التحميل عن تجربة واحدة لكل ٢٠٠ خازوق وبحيث لا تقل فى الموقع الواحد عن تجربة فيما عدا خوازيق سـتراوس حيـث يجب ألا يقل عن تجربة لكل ١٠٠ خازوق وبحيث لا يقل العدد عن تجربتين لكل موقع.

• ويمكن إجراء التجربة على خازوق واحد كما فى حالة خوازيق الارتكاز. أمـا فـى حالة خوازيق الاحتكاك فتجرى التجربة على مجموعة من الخوازيق لا تقل عن ٣ خوازيق.

٣- *تجهيز التجربة:*

يشمل تجهيز التجربة الآتى :

أ - تجهيز الخازوق.

ب - تجهيز الأرض المحيطة بالخازوق.

جـ- تجهيز وسيلة رد الفعل.

د - تجهيز وسيلة نقل الأحمال.

هـ- تجهيز وسيلة قراءة الهبوط.

٣-أ تجهيز الخازوق:

يحفر حول الخازوق حتى يظهر منه حوالى ٠,٥٠ - ١,٠٠ متر. ويتم تكسير الجزء العلوى منه حتى تظهر الخرسانة الصلدة وحديد التقفيصة. ويجب ألا يقل مقدار التكسير عن ٥٠٠ ملليمتر. وينظف أعلى الخازوق وحوله قبل عمل وسادة التحميل، ويدخل الخازوق داخل الوسادة مسافة حوالى ٢٠٠ ملليمتر. ويكون سطحه مستوياً إلى حد ما. كما يجب أن تكون الوسادة متمركزة مع الخازوق تماماً. وفى حالة عمل التجربة على مجموعة من الخوازيق فيجب أن تكون الوسادة متمركزة مع مركز ثقل المجموعة. وعادة تسلح الوسادة لضمان نقل الأحمال إلى الخازوق بانتظام. ويجب العناية التامة بسطح الوسادة العلوى الذى يجب أن يكون مستوياً وأفقياً وليست به أى بروزات أو نتوءات. ويمكن أن يثبت به أسياخ فى أركانه الأربعة بقطر لا يقل عن ١٠ ملليمتر تستعمل فى ربط عدادات الهبوط اللازمة لقياس الهبوط. ويجب تجنب سير المعدات على الوسادة مدة تسمح بتصلد الخرسانة. وتفك الشدة بعد ذلك. ويجب الحفر حول وأسفل الوسادة حتى تمنع انتقال أى جزء من الحمل إلى التربة المحيطة.

٣-ب تجهيز الأرض المحيطة بالخازوق:

يجب إخلاء الأرض المحيطة بالخازوق من العوائق الظاهرة فوق سطح الأرض ويجب أن تكون الأرض متماسكة بدرجة كافية حتى لا تهبط الركائز الحاملة للطبلية "platform" الموضوع فوقها الحمل عندما يكون رد الفعل بواسطة الأحمال "kentledge". وف حالة عمل فرشة خرسانية أسفل الركائز يجب التأكد التام من عدم اتصالها بالكمرات الحاملة لأجهزة الرصد "reference beams". وعندما تكون هناك عوائق لا يمكن إزالتها - مثل سور أو أرض مجاورة أو أى منشآت على الرصيف للخدمات العامة - ففى هذه الحالة يمكن اللجوء إلى استخدام رد الفعل بواسطة خوازيق شد أو شدادات "tension piles anchors" حيث أنها تحتاج إلى حيز أقل، وإلا فيتم اختيار خازوق آخر. كما يفضل أن يكون مستوى الأرض متقارباً مع مستوى الوسادة

حيث أن انخفاض مستوى الوسادة يؤدى إلى صعوبة فى رصد القراءات، وارتفاعها يؤدى إلى صعوبة فى تجهيز الكمرات الحاملة أو رص الأحمال.

٣-جـ تجهيز وسيلة رد الفعل بواسطة الأحمال:

يتكون الحمل عادة من مكعبات خرسانية أو حديدية أو شكاير رمل. وترتكز هذه الأحمال على طبلية مكونة من كمرة أو أكثر رئيسية "main beam (s)" ، يرتكز فوقها كمرات عرضية "cross beams" ، يرص فوقها كمرات ثانوية "sleepers". ويمكن أن تغطى المسافة بينها بألواح خشبية إذا لزم الأمر قبل وضع الأحمال. ويجب التأكد ألا تنتقل الأحمال مباشرة إلى الخازوق أثناء رصها لذلك يجب العناية التامة بالركائز الموضوعة على الأرض - والتى ترتكز فوقها الكمرات الرئيسية والعرضية. كما يجب ملاحظة أى هبوط فى هذه الركائز حتى لا تلامس الكمرات الرئيسية الرافعة الهيدروليكية "hydraulic jack". كذلك يجب أن تكون الركائز وفوقها الطبلية فى مستوى أفقى قبل وضع الأحمال. ويجب ملاحظتها جيداً أثناء رص الأحمال. وإذا تلاحظ وجود ميل فيجب إيقاف الرص ومعالجته، وإلا يتم إنزال الأحمال وتقوية أسفل الركائز التى هبطت. ويوضح شكل رقم (١٢-٢٧) طريقة إعداد الكمرات والركائز. وعادة تكون الأحمال الموضوعة ذات وزن أكثر من الحمل الأقصى للتجربة حوالى ٢٥% وعند وضع الرافعة الهيدروليكية فوق قاعدة الخازوق يجب التأكد من تمركزها مع القاعدة والتى بدورها تكون متمركزة على الخازوق. ولضمان توزيع رد الفعل على القاعدة يجب وضع شريحة حديدية "steel plate" بسمك لا يقل عن ٣٠ ملليمتر تحت الرافعة تكون مساحتها ضعف مساحة قاعدة الرافعة كما يفضل وضع شريحة أخرى أعلا الرافعة خصوصاً فى حالة وجود أكثر من كمرة رئيسية واحدة.

٣-د تجهيز وسيلة نقل الأحمال:

• تنقل الأحمال المذكورة فى البند جـ إلى الخازوق بواسطة رافعة هيدروليكية ذات سعة أكبر من حمل التجربة بمقدار ٢٥% على الأقل. كما يكون

مشوار مكبس الرافعة أكبر من ١٠% قطر الخازوق المختبر يضاف إلى ذلك ٢٥ ملليمـــتر علـــى الأقل نتيجة تقوس الكمرات الحاملة أو استطالة أسياخ أو أسلاك الشـــد. وتوضع متمركزة تماماً مع الخازوق وقاعدته وكذلك مع الكمرة الرئيسية. ويجـــب وضع شريحة حديدية "steel plate" أسفل قاعدة الرافعة بمساحة ضعف مســـاحة قاعدة الرافعة وبسمك لا يقل عن ٣٠ ملليمتر. كما يفضل وضع شريحة أخرى أعلا الرافعة عند التقائها بالكمرة الرئيسية.

• ويجـــب التأكد من ترك مسافة كافية بين قاعدة الخازوق وأسفل الكمرة الرئيســـية لتسمح بوضع الرافعة والشرائح الحديدية آخذين فى الاعتبار الترييح الممكـــن حدوثه للدعامات (الركائز) المتمركز فوقها مجموعة الكمرات. وتوصل الرافعة بخرطوم (خراطيم فى حالة double acting) إلى طلمبة الضخ المثبت بها عـــداد الضغط أو الحمل. وعند تحويل الضغوط إلى أحمال يجب التأكد من مساحة المكـــبس الداخلية حسب كتالوج الشركة المصنعة. مع عمل معايرة لبيان الأحمال المـــناظرة للضغوط فى العداد. ويجب أن تكون معايرة عداد الضغط صالحة وقت إجراء التجربة. وتحدد صلاحية المعايرة وفقاً لما يلى:

- إذا حدث أى تغير فى مكونات الرافعة.
- إذا رأى المشرف ما يستدعى عمل معايرة جديدة.

• وتكـــون دقـــة عـــداد الضغط فى حدود ± ٢%. ويجب أن يكون خزان الطلمبة مملوءاً بالزيت، كما يجب تواجد كميات أخرى إضافية من الزيت لتعويض المسافة التى ارتفعها المكبس.

• ويمكن استعمال جهاز أحمال عيارى "calibrated load cell column" يوضع فوق الرافعة. وفى هذه الحالة يستغنى عن عداد الضغط المثبت فى طلمبة الضخ. ولكن يجب الأخذ فى الاعتبار ارتفاع الجهاز عند تقدير المسافة بين قاعدة الخازوق وأسفل الكمرة الرئيسية.

• ويمكن تزويد الرافعة بجهاز لتثبيت الحمل يعمل أتوماتيكياً. ويستفاد من هـــذا الجهاز عند تثبيت الحمل لفترات طويلة أو عند حدوث تغير كبير فى درجات الحرارة.

٣- هـ تجهيز وسيلة قراءة الهبوط:

• تتكون مجموعة قراءة الهبوط من كمرتين من الحديد قطاع مجرى أو صندوق عمق ١٠٠-١٥٠ ملليمتر. وتوضع كل كمرة على أحد جانبى قاعدة الخازوق. وترتكز الكمرات فى نهايتها على أسياخ مدقوقة فى الأرض بعمق ١,٠٠ متر على الأقل أو تثبيت النهايات بالخرسانة. ويجب أن تكون كل كمرة حرة الحركة عند إحدى نهايتيها لتسمح بالتمدد والانكماش نتيجة تغيير درجات الحرارة أثناء التجربة. ويجب ألا تقل المسافة بين نقط الارتكاز هذه ومركز الخازوق المختبر عن ٢,٠٠ متر بأى حال من الأحوال. وتزيد هذه المسافة فى حالة الخوازيق ذوات القطر أكبر من ١,٠٠ متر. ويجب التأكد من عدم وجود أى اتصال بين نقط ارتكاز الكمرات وكل من قاعدة الخازوق والدعامات المرتكز فوقها مجموعة كمرات نقل الأحمال. ويوضح الشكل رقم (١٢-٢٧) وضع الكمرتين بالنسبة للخازوق والدعامات.

• ويقاس الهبوط عادة بإحدى الطرق الآتية :

١- عدادات هبوط

٢- ميزان رصد

• وتوجد طرق أخرى أقل شيوعاً مثل السلك المشدود على مقياس والطرق الضوئية.

١- *عدادات الهبوط:*

• تثبت عادة أربع عدادات على مسافات متساوية إما على الكمرات أو على قاعدة الخازوق. ويجب أن تكون العدادات فى وضع رأسى ومثبتة تماماً حتى لا تنزلق أو تهتز مما يؤثر على قيم الهبوط المسجلة. ويجب أن يكون السطح المرتكز عليه نهاية ساق العداد نظيفاً ومستوياً وخالياً من أى شوائب أو صدأ .... الخ. كما يجب التأكيد على عدم استعمال الشريحة الحديدية أسفل الرافعة لتثبيت أو ارتكاز العدادات وعادة تكون حساسية القراءات ٠,٠١ ملليمتر. كما يفضل أن يكون مشوار ساق العداد ٥٠ ملليمتر ولا يقل بأى حال من الأحوال عن ٢٥ ملليمتر.

• ويجب العناية بالعدادات بعد الانتهاء من التجربة والتأكد من حرية حركة الساق وذلك بمسحها بالقماش الجاف وعدم استعمال أى سوائل مثل الماء أو البنزين أو الزيت .... الخ فى تنظيفها.

• ويجب ملاحظة أى تغيير فى معدل الهبوط بين العدادات لأن ذلك قد يكون مؤشراً على حدوث انحناء فى رأس الخازوق أو حركة غير عادية فى الكمرات مثل اللى أو الانحناء.

• وميزة هذه الطريقة هى الدقة فى القياس خصوصاً فى فترة ثبوت الأحمال. كما أنها تستخدم دون سواها عند إجراء تجربة تحميل بطريقة معدل الهبوط الثابت "constant rate of penetration test: CRP".

٢- *ميزان رصد:*

• يثبت الميزان على رأس صلدة بعيداً عن مكان التجربة ويبقى كذلك طوال فترة إجراء التجربة. ويفضل أن تكون هناك نقطتين مقارنة ثابتتين على ثوابت مثل حائط أو مبنى قائم أو ما شابه ذلك بعيداً عن التجربة، وتختار نقط المقارنة بحيث يمكن رؤيتها أثناء الرصد بدون نقل الميزان. ويثبت على قاعدة الخازوق ثلاثة مقاييس على الأقل لرصد هبوط الخازوق.

• ويجب أن تكون المقاييس المثبتة على الخازوق ونقط المقارنة ذات حساسية ١,٠٠ ملليمتر ويجب أن تكون الموازين مزودة بورنيه لتسمح بالقراءة بدقة ٠,١ ملليمتر على الأقل.

• وميزة هذه الطريقة أنها بعيدة عن المؤثرات الممكن حدوثها بالقرب من مكان التجربة وكذلك فى الكمرات (RB).

• ويفضل الجمع بين الطريقتين عند إجراء التجربة إذا تيسر ذلك.

٤- *إجراء التجربة:*

يشمل ذلك إضافة (أو إزالة) الأحمال وتسجيل قراءات الهبوط (أو الارتداد) ثم عمل الرسومات البيانية التى توضح سلوك الخازوق أثناء التجربة وأخيراً وضع التوصيات الخاصة بالحدود المسموح بها لحمل التشغيل والهبوط المناظر له.

٤-أ إضافة الأحمال وتسجيل القراءات:

• قبل إضافة الأحمال تؤخذ قراءة العدادات الابتدائية أى عند صفر الحمل وثم يبدأ فى إضافة الأحمال على مراحل بحيث لا تزيد سعة كل مرحلة عن ٢٥% من الحمل التصميمى. وتكون فترة مكوث الحمل فى كل مرحلة كما هو مبين بالجدول رقم (١٢-١٣) وبحيث لا يزيد معدل الهبوط عند نهاية كل مرحلة تحميل عن ٠,٠٠٥ مم/٢٠ دقيقة وبشرط أن يكون معدل الهبوط متناقصاً أو ثابتاً لثلاث قراءات متتالية. وتؤخذ القراءات فى كل مرحلة بعد ١-٥-١٠-٢٠-٤٠-٦٠ دقيقة ثم بعد ذلك كل ٣٠ دقيقة. وفى حالة مكوث الحمل ١٢ ساعة فيمكن زيادة الفترة بين القراءات إلى ٦٠-١٢٠ دقيقة وذلك بعد ساعتين من تناقص معدل الهبوط عما جاء بعاليه. وأثناء أخذ القراءات يجب التأكد من ثبوت الحمل وإذا انخفض الحمل أكثر من ٥% من الحمل عند أى مرحلة فيزاد إلى الحمل المطلوب. أما إذا كانت قيمة الانخفاض أقل من ٥% فيفضل عدم زيادة الحمل ويكتفى بتسجيل قيمة الانخفاض ويؤخذ ذلك فى الاعتبار فى المرحلة التالية وعند عمل الرسومات البيانية.

جدول رقم (١٢-١٣)

الحمل كنسبة من الحمل التصميمى	وقت مكوث الحمل
٢٥%	١ ساعة
٥٠%	١ ساعة
٧٥%	١ ساعة
١٠٠%	٣ ساعة
١٢٥%	٣ ساعة
١٥٠%	١٢ ساعة
١٢٥%	١٥ دقيقة
١٠٠%	١٥ دقيقة
٧٥%	١٥ دقيقة
٥٠%	١٥ دقيقة
٢٥%	١٥ دقيقة
صفر	٤ ساعة

• ويجب الأخذ فى الاعتبار أن انخفاض الحمل ثم زيادته يؤدى إلى هبوط إضافى للخازوق يرجع إلى التكوين الحبيبى للتربة ولا يمثل الهبوط المناظر للحمل. وعموماً فإنه من الصعب ثبوت الأحمال الكبيرة لفترة زمنية طويلة ولذلك يفضل تواجد مشرفين طوال فترة إجراء التجربة. وتسمى هذه الطريقة بتجربة الحمل على مراحل "incremental or maintained load test ML". ويمكن زيادة الأحمال بطريقة معدل الهبوط الثابت " constant rate of penetration Test C.R.P.".

• وتكون زيادة الأحمال بحيث يدفع الخازوق داخل الأرض بمعدل ثابت حوالى ٠,٤ مم/ دقيقة فى حالة خوازيق الاحتكاك فى تربة طينية. أما فى حالة خوازيق الارتكاز فى تربة رملية فيكون المعدل حوالى ٢,٠٠ مم/ دقيقة. وعموماً فإن معدل ١,٠٠ مم / دقيقة يعتبر مناسباً فى معظم الأحوال. ولكن يجب بقاء المعدل ثابتاً طوال إجراء التجربة.

• ويجب استعمال رافعة هيدروليكية مزودة بجهاز كهربائى لزيادة الأحمال حيث أن الرافعة اليدوية لا تتناسب مع هذه الطريقة. كما يفضل إعداد رسم بيانى يوضح الهبوط مع الزمن قبل إجراء التجربة حتى يمكن ملاحظة أى تغيير فى معدل الهبوط وتصحيحه أثناء التجربة.

• وتجرى هذه التجربة فقط عندما يكون المطلوب إيجاد الحمل الأقصى. حيث أنه يمكن إجراء التجربة فى زمن قصير (حوالى ساعة). ولكن هذه الطريقة تسبب هبوطاً أكبر كثيراً من الهبوط المناظر فى تجربة التحميل على مراحل (ML). ويكون ذلك إحدى مشاكل إجراء التجربة حيث يتطلب توافر عدادات هبوط ذات مشوار كبير.

٤-ب تقديم النتائج:

يشمل ذلك :

أولاً : جميع البيانات الخاصة بالخازوق المختبر كما هو موضح فيما بعد:

بيانات عامة : الشركة المنفذة - المقاول العام - الاستشارى - الموقع.

التواريخ : تاريخ تنفيذ الخوازيق - تاريخ إجراء التجربة.

الخازوق : رقم الخازوق - القطر - الطول - التسليح - أى بيانات أخرى.

الطريقة : نظام التنفيذ - طريقة التحميل.

المناسيب : منسوب رأس ونهاية الخازوق.

الأحمال : حمل التشغيل - حمل التجربة.

ملاحظات : أثناء التنفيذ - أثناء التجربة - الجو - التربة.

كما يفضل أن يرفق مع النتائج أى بيانات عن التربة أو التجارب الحقلية التى أجريت فى الموقع.

ثانياً : نتائج الرصد:

- يجب تقديم رسم بيانى يوضح العلاقة بين الحمل والهبوط. ويجب الأخذ فى الاعتبار أن اختيار مقياس الرسم للمحورين يؤثر على شكل المنحنى مما قد يؤدى إلى تفسير خاطئ للنتائج. وعموماً فإن اختيار مقياس رسم لمحور الأحمال وحده قياس (١ سم مثلاً) لكل ٤٠٠ أو ٥٠٠ كيلو نيوتن (٤٠ أو ٥٠ طن) ولمحور الهبوط نفس وحدة القياس لكل ١ ملليمتر يعطى رؤية واضحة لتجاوب الخازوق مع الحمل. وتكمن أهمية شكل منحنى الحمل / الهبوط فى أنه فى كثير من الأحوال يمكن منه استنتاج سبب انهيار الخازوق كما هو موضح فى شكل رقم (١٢-٢٨) الذى يعطى تفسير لبعض الأشكال المختلفة لمنحنيات الهبوط. وتعتبر هذه الأشكال مرشداً فقط - إذ يجب دراسة العوامل المؤثرة على كل تجربة على حدة.
- ويمكن إعداد منحنيات الهبوط / الزم - الحمل / الزمن كما هو موضح فى شكل رقم (١٢-٢٩) ويستدل منها على الزمن المناظر لكل حمل ومدى تأثير ذلك على الهبوط وتظهر أهمية هذه النقطة فى حالة مكوث الحمل لفترة طويلة.

٥- تحليل النتائج:

٥-١ عموميات:

الغــرض مــن تجارب التحميل هو تحديد وتأكيد حمل تشغيل الخازوق مع الأخذ فى الاعتبار الهبوط المسموح به. ويعتبر تحليل النتائج من أعقد المواضيع المثارة فى مجال الخوازيق. كما توجد أنواع وطرق مختلفة للتجارب فإن كل نوع أو طــريقة تعطــى معلومات مختلفة تفيد فى التحليل. فمثلاً طريقة معدل الهبوط الثابت يستخلص منها الحمل الأقصى. بينما طريقة التحميل على مراحل تعطى قيم هبوط مناظرة للحمل بصورة أدق. كذلك إجراء التجربة بعمل دورات تعطى بيانات عــن الهبوط الدائم والهبوط المرن مما يكون له دلالة عند تقييم تجاوب الخازوق مــع الحمــل. وسنتناول فيما بعد موضوعين هما : (١) استنتاج الحمل الأقصى للخازوق (٢) هبوط الخازوق المسموح به فى تجربة التحميل.

٥-٢ طريقة نقل الأحمال:

يمــثل منحــنى الهبوط العلاقة بين محصلة الحمل والهبوط لكل من جذع الخازوق وقاعدة ارتكازه. وعموماً فعند الأحمال الأولى وحتى حمل التشغيل تكون معظــم مقاومة الخازوق للهبوط نتيجة للاحتكاك أو الالتصاق بين جسم الخازوق والتربة المحيطة. ويستثنى من ذلك الخوازيق القصيرة و/ أو عندما تكون التربة المحــيطة بجــذع الخازوق ضعيفة جداً. وتستمر مقاومة جذع الخازوق للأحمال حــتى يظهر انحراف بسيط فى منحنى الهبوط. وتمثل هذه المرحلة عادة التعبئة الكاملــة لجهــود مقاومة جذع الخازوق مسبباً هبوطاً قد يصل إلى ١٠ ملليمتر. وتــتوقف قــيمة هذا الهبوط على حالة التربة وأبعاد الخازوق وبالأخص طوله. وبزيادة الأحمال تنتقل إلى قاعدة ارتكاز الخازوق. ويتأثر الهبوط فى المقام الأول عــندئذ بمســاحة القــاعدة ويبيــن شــكل رقــم (١٢-٣٠) تجاوبــاً مثالــياً "idealised behaviour" لــزيادة مقاومــة جــذع الخازوق عن مقاومة قاعدة ارتكــازه باستخدام الهبوط الإجمالى من تجربة التحميل وخواص التربة المحددة من التجارب الحقلية والمعملية ولكن يتطلب ذلك خبرة واسعة وممارسة طويلة.

٥-٣ طرق تقدير الحمل الأقصى (حمل الانهيار): *Ultimate load*

عادة يعرف الحمل الأقصى بأنه الحمل الذى يسبب هبوطاً للخازوق يساوى ١٠% م قطـره، وحيث أن تجربة التحميل حتى الحمل الأقصى غير متيسرة من الناحـية العملـية فى معظم الأحوال خصوصاً فى حالة خوازيق الارتكاز فى تربة رملـية متوسطة أو عالية الكثافة وكذلك فى حالة الخوازيق ذات الأقطار الكبيرة فـإن العديـد من الطرق المتعارف عليها حالياً تستخدم منحنى "الحمل - الهبوط" لـتجربة التحميل حتى ١,٥ أو ٢ مرة حمل التشغيل لتقدير الحمل الأقصى، ومن هذه الطرق :

الطريقة الأولى (طريقة دافيسون ١٩٧٢ - Davisson 1972):

ترسم العلاقة بين الحمل ومسافة الهبوط [شكل رقم (١٢-٣١)] مع اختيار مقـياس رسـم مناسـب بحيث يكون الخط `OO ، الذى يمثل العلاقة بين الحمل والإنضـغاط لعمود حر مرن محمل محورياً طوله L ومساحة مقطعه A ومعامل المـرونة لمادته E ، يعمل زاوية حوالى ٢٠° مع محور الحمل. تؤخذ المسافة oc تسـاوى (٣,٨ + ٠,٠٠٨ × d) مـم حيث d = قطر الخازوق (سم) ويرسم `cc موازيـاً للخط `oo. يحدد تقاطع `cc مع منحنى "الحمل- الهبوط" للخازوق قيمة ٩٠% مـن الحمل الأقصى Qult [شكل رقم (١٢-٣١)]. يلاحظ أن هذه الطريقة تتطلـب تحميل الخازوق إلى الحد الذى يمكن من الحصول على تقاطع الخط `cc مع المنحنى وهذا لا يتيسر من الناحية العملية فى كثير من الأحوال.

الطريقة الثانية (طريقة شين ١٩٨٠ - Chin 1980) المعدلة:

ترسـم العلاقـة بين قيم هبوط الخازوق Δ ونسبة هذا الهبوط إلى الحمل المناظر (Δ/Q) [شكل رقم (١٢-٣٢)] وتمثل هذه العلاقة فى العادة خطاً مستقيماً باستثناء القيم المناظرة لبدايات تجربة التحميل.

يحدد Qult من ميل الخط الناتج.

يعتـبر الحمـل الأقصى هو ذلك المعين بطريقة دافيسون المعدلة إلا إذا لم يتقاطع الخط `cc مع منحنى التحميل [شكل رقم (١٢-٣١)] فيعين الحمل الأقصى بطريقة شين المعدلة.

تقدير الحمل الحرج Critical load (الطريقة الفرنسية):

الحمـــل الحرج هو الحمل الذى يبدأ عنده هبوط الزحف "creep" - وهو هبوط الخازوق تحت حمل ثابت - فى تغيير معدلة وزيادة هذا المعدل. لتحديد هذا الحمـــل يلزم إدخال تعديل فى طريقة التحميل لتجربة تحميل الخازوق بحيث يثبت زمـــن كـــل مـــرحلة مـــن مراحل التحميل فيكون لمدة ساعة يلزم فى أثنائها أخذ قراءات متعددة للهبوط يحدد الحمل الحرج عن طريق رسم مجموعة من الخطوط تمـــثل معـــدل هـــبوط الخـــازوق أثناء كل مرحلة من مراحل التحميل [شكل رقم (١٢-٣٣)] (هـــبوط الخـــازوق - لوغاريتم الزمن بالدقيقة) ثم تقاس زوايا ميل هـــذه الخطـــوط وترســـم علاقة بين زاوية الميل المقاسة لكل حمل وقيمة الحمل المناظرة [شكل رقم (١٢-٣٤)]. بصفة عامة تمثل هذه العلاقة بخطين مستقيمين يتقاطعان عند حمل يساوى الحمل الحرج Qc.

٤-٥ تحديد الحمل المسموح به للخازوق من نتائج تجارب التحميل:

أ - يجب أن تتوافر الشروط الثلاثة التالية معاً فى الحمل التصميمى المسموح به للخازوق :

١- ألا يقـــل الحمل الأقصى عن ضعف الحمل التصميمى المسموح به (نتيجة الأحمـــال الحـــية والميـــتة والرياح) وعلى ألا يقل عن مرة ونصف الحمل التصميمى المسموح به فى حالة أخذ تأثير الزلازل فى الحساب.

٢- ألا يـــزيد الهـــبوط بعد ١٢ ساعة من وضع مرة ونصف الحمل التصميمى المســـموح بـــه (سواء كان إجراء تجربة التحميل حتى مرة ونصف حمل التشـــغيل أو أكثر من ذلك) عن ٢% من قطر الخازوق مضافاً إليه الهبوط المرن.

$$S_{all} = 0.02\ d + 0.5\ PL/AE \quad .... \quad (12\text{-}20)$$

حيث d قطر الخازوق ، P حمل التجربة ، L طول الخازوق ،
A مساحة مقطع الخازوق ، E معامل المرونة لمادة الخازوق.

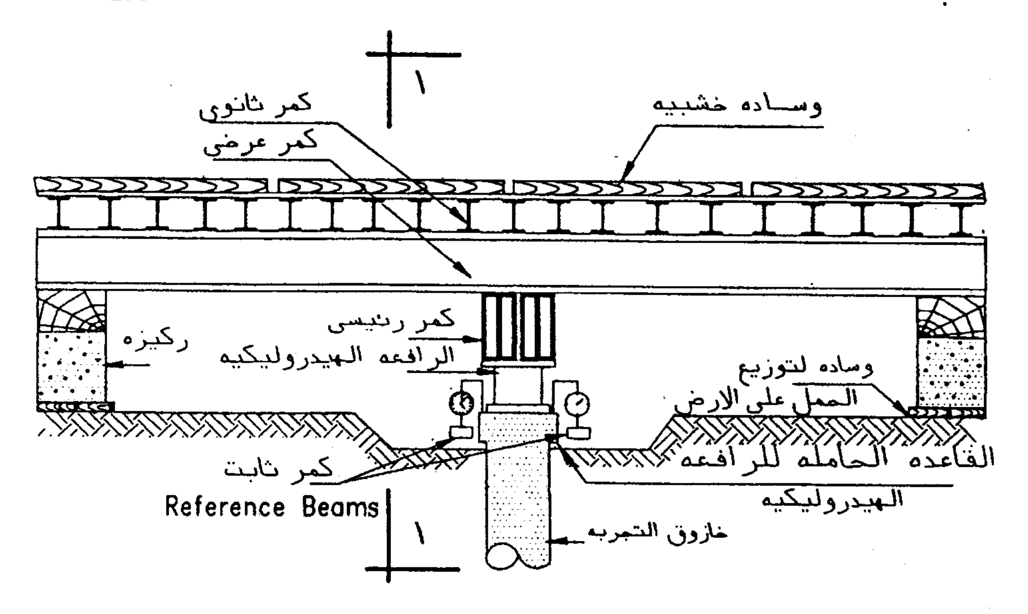
٣- ألا يـــزيد الهبوط عند حمل يساوى ١,٢٥ مرة الحمل التصميمى المسموح به عن مرة ونصف الهبوط عند الحمل التصميمى المسموح به.

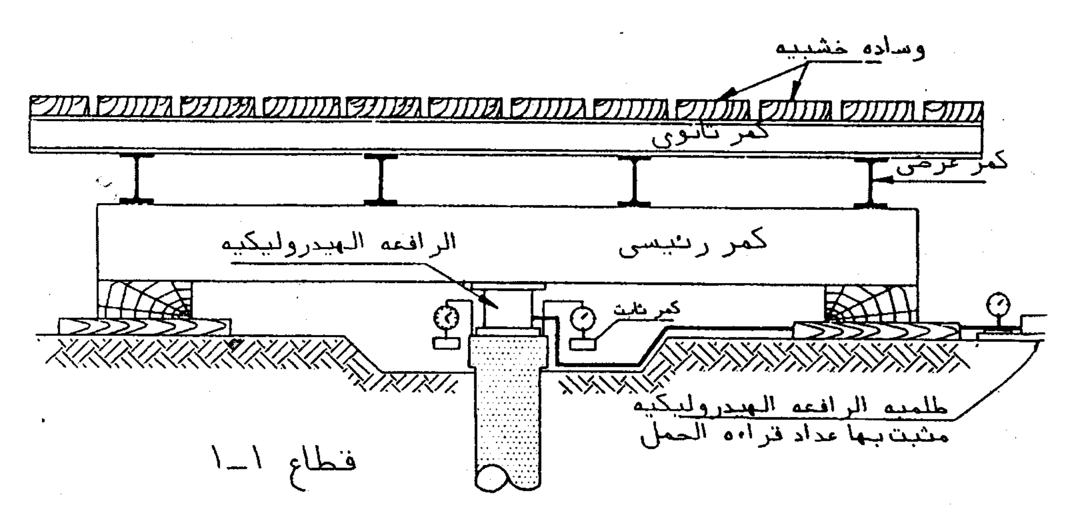
$$\frac{S\ at\ 1.25\ P_{all}}{S\ at\ P_{all}} \not> 1.5 \quad .... \quad (12\text{-}21)$$

حيث P_{all} الحمل التصميمى المسموح به للخازوق.

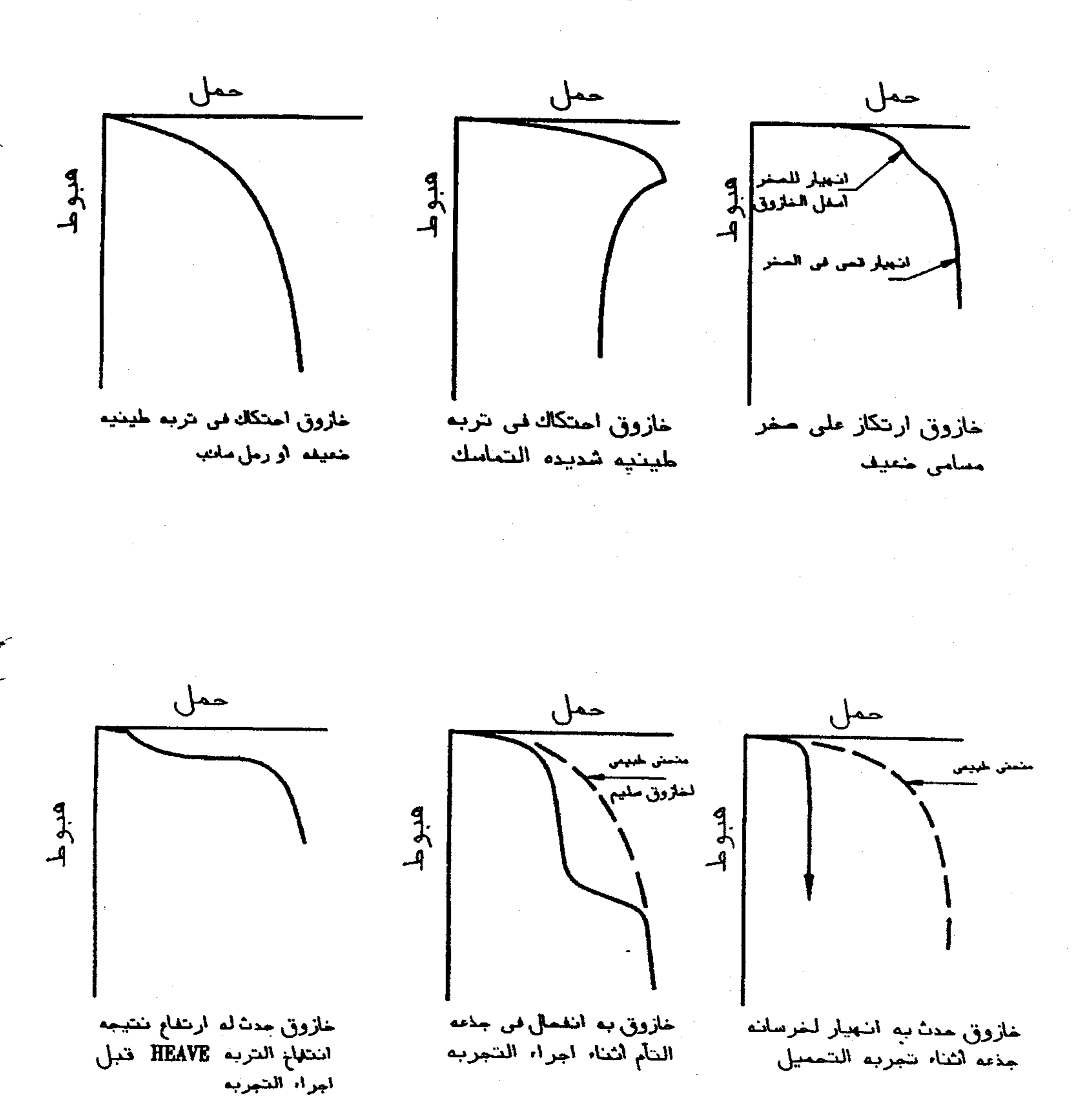
ب ÷ يمكـــن أيضاً تحديد الحمل المسموح به للخازوق من الحمل الحرج Qc فى حالـــة إجـــراء الـــتجربة بالمواصفات اللازمة لذلك. فى هذه الحالة يكون الحمل المسموح به لا يتعدى الحمل الحرج مقسوماً على ١,٤.

$$Q_{all} = \frac{Q_c}{1.4} \qquad \text{..........} \qquad (12\text{-}22)$$

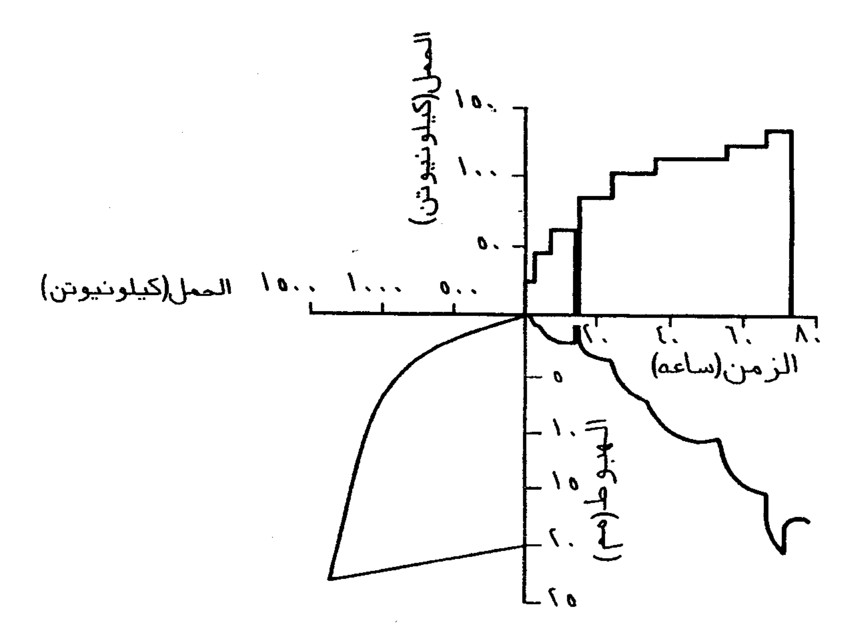




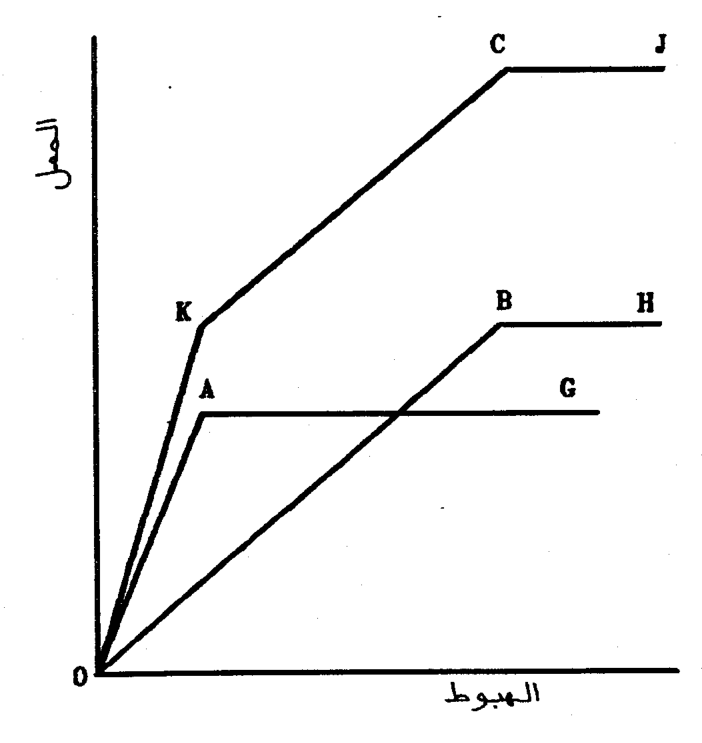
شكل رقم (١٢-٢٧) تجربة اختبار حمل رأسى ضاغط على خازوق مفرد



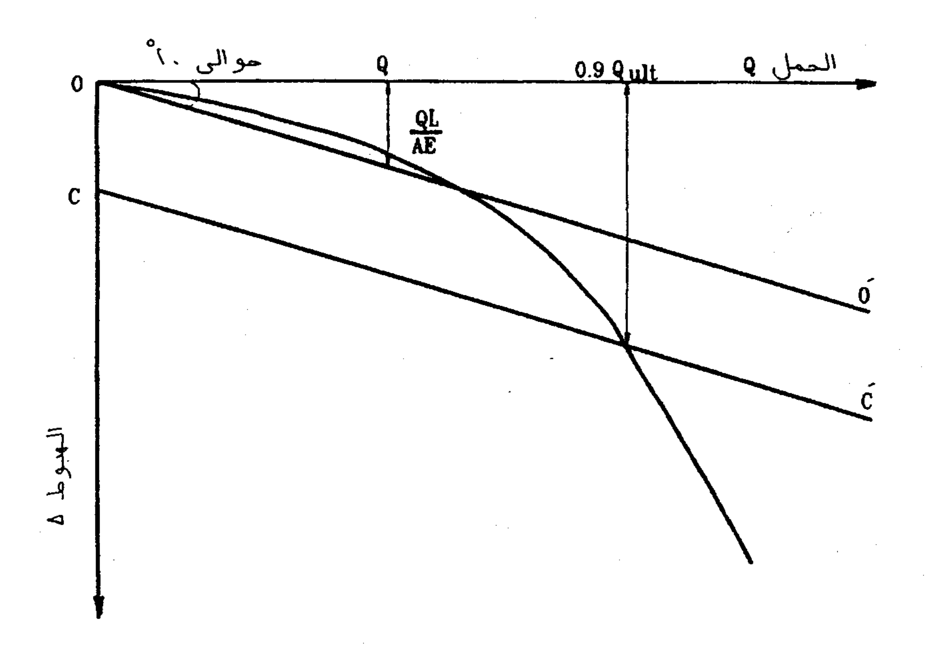
شكل رقم (١٢-٢٨) نماذج لمنحنيات (الحمل/الهبوط) الناتجة عن اختبارات تحميل الخوازيق بالضغط



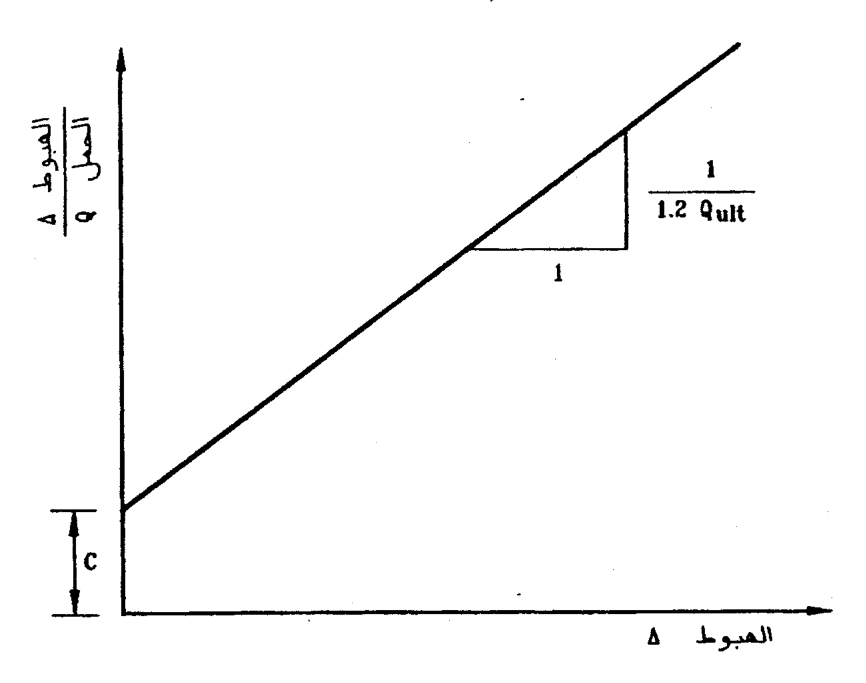
شكل رقم (١٢-٢٩) رسم مركب يوضح العلاقة بين الحمل والزمن والهبوط



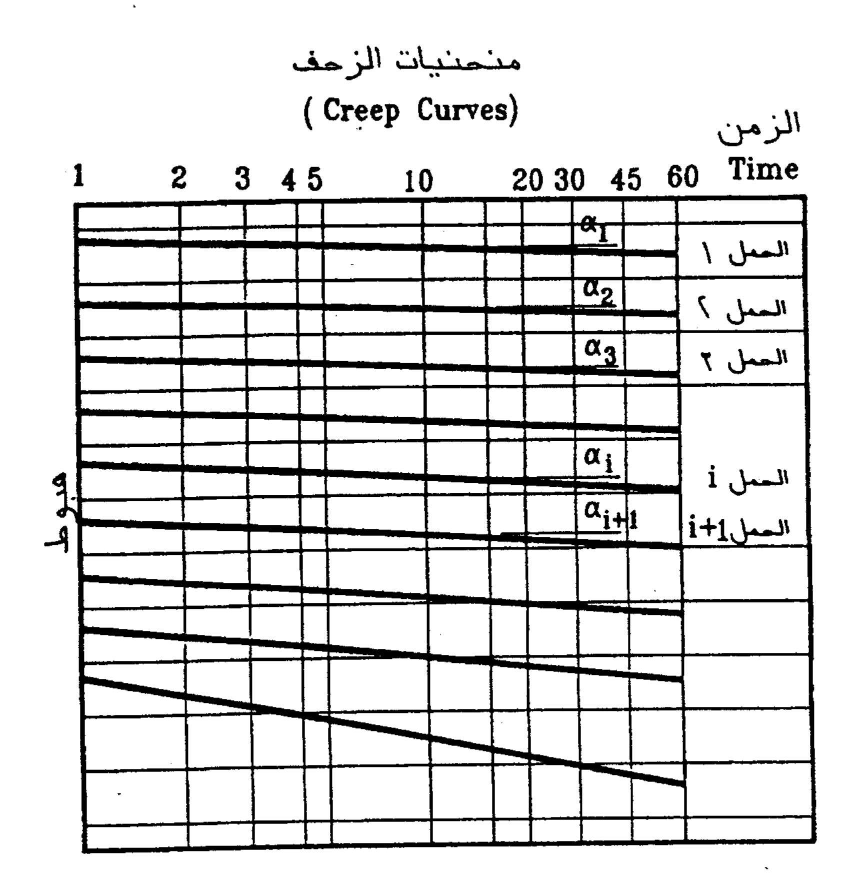
شكل رقم (١٢-٣٠) شكل يوضح العلاقة بين الهبوط وكل من : الحمل عند قاعدة ارتكاز الخازوق O B H : الاحتكاك الجانبى على جذع الخازوق O A G : الحمل الكلى على الخازوق O K C J



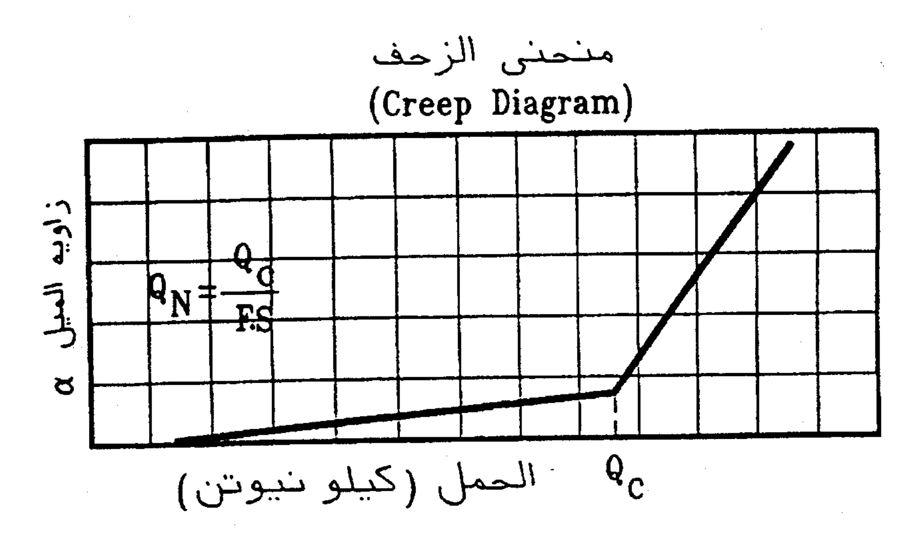
شكل رقم (١٢-٣١) تعيين الحمل الأقصى للخازوق بطريقة دافيسون المعدلة (Modified Davisson)



شكل رقم (١٢-٣٢) تعيين الحمل الأقصى للخازوق بطريقة تشين المعدلة (Modified Chin)



شكل رقم (١٢-٣٣) مجموعة منحنيات توضيحية تمثل معدل هبوط الخازوق أثناء مراحل التحميل



شكل رقم (١٢-٣٤) العلاقة بين زاوية الميل المقاسة لكل حمل وقيم الحمل المقابلة لها

١٢-٦ خطوات تصميم قاعدة أو أساس خازوقي:

12-6 *Steps of Design of Pile Foundation:*

المعطيات:

المعلوم هو قيمة حمل التشغيل الواقع والمنقول من العمود إلى القاعدة أو الأساس (P_{net}) وهى قيمة الحمل عند منسوب سطح الأرض المطلوب مقاومته عن طريق الأساسات الخازوقية.

والمطلوب:

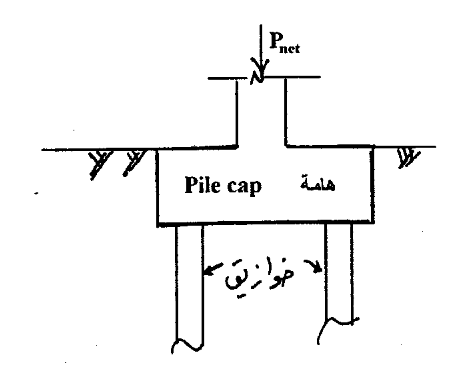
هو تصميم القاعدة الخازوقية التى تقاوم هذا الحمل (P_{net}).

الحل:

لنقل حمل العمود الصافى عند منسوب التأسيس (P_{net}) وذلك عن طريق استخدام مجموعة من الخوازيق عددها (n) وذلك من خلال قاعدة مسلحة تسمى هامة الخوازيق (pile cap) وكما هو مبين بالشكل (١٢-٣٥) وعليه فإن خطوات الحل هى :

١- يتم حساب وتقدير قيمة قدرة تحمل الخازوق المفرد الواحد (حمل التشغيل المسموح به للخازوق الواحد) وهى (Q_{all}) وذلك باستخدام إحدى الطرق السابق الإشارة إليها حسب نوع التربة ونوع مادة الخازوق وطريقة تنفيذه وهذه الطرق هى:

- المعادلات أو الصيغ الإستاتيكية.
- المعادلات أو الصيغ الديناميكية.
- اختبارات التحميل.



شكل (١٢-٣٥)

٢- يتم حساب وتقدير قيمة الحمل الأقصى الكلى الواقع عند قمة الخوازيق أسفل الهامة مباشرة وهو (P_{gross}) وهى قيمة أكبر من (P_{net}) ولتكن :

$$P_{gross} = 1.15 \times P_{net}$$

٣- يتم تحديد عدد الخوازيق المطلوبة (n)

$$n = \frac{P_{gross}}{Q_{all}}$$

ويقرب إلى عدد صحيح من الخوازيق.

٤- يتم تصميم القطاع الخرسانى للخازوق كعمود قصير (أو قطاع خشبى أو حديدى حسب نوع الخازوق).

٥- يتم التحقق من كفاءة مجموعة الخوازيق ككل فى مقاومة الحمل الكلى (P_{gross}).

٦- يتم التحقق من الهبوط المسموح به لمجموعة الخوازيق.

٧- يتم تصميم القاعدة أو الهامة المسلحة فوق الخوازيق واللازمة لنقل الحمل.

١٢-٧ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق:

12-7 *Bearing Capacity of Pile Group:*

١٢-٧-١ مقدمة:

★ إن مجموعة الخوازيق فى قاعدة ما تعتبر مجموعة مشتركة عندما تقل المسافات بين محاور الخوازيق عن سبعة أمثال القطر المتوسط للخوازيق وتعتبر كوحدات مستقلة (خوازيق منفردة) إذا زادت عن ذلك.

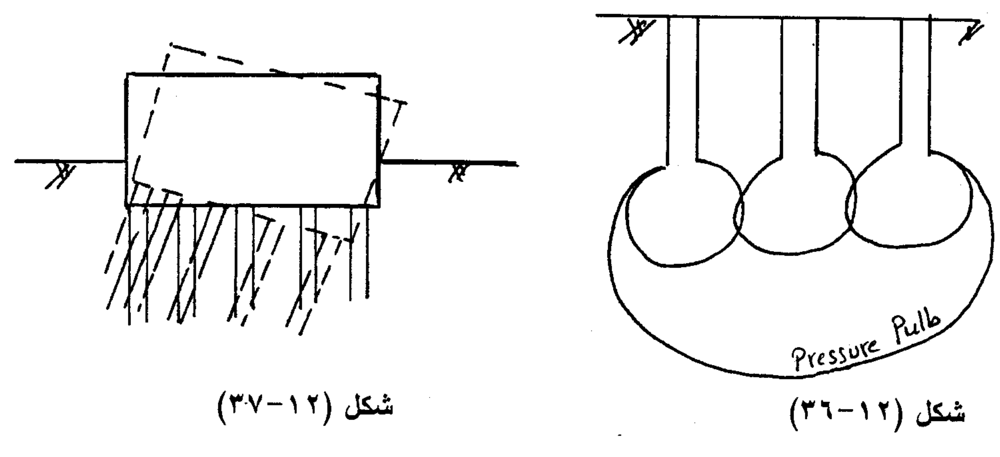
★ إن سلوك مجموعة من الخوازيق يختلف عن سلوك خازوق مفرد من نفس الطراز وفى نفس التربة وذلك نظراً لأن هذا السلوك لمجموعة الخوازيق يعتمد على عدة عوامل عديدة منها :

- مقاس مجموعة الخوازيق.
- أحمال الخوازيق التى تتضمنها هذه المجموعة.
- طبيعة تربة التأسيس وترتيب طبقاتها.
- المسافات البينية لخوازيق المجموعة.

★ من المعلوم أن قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق (pile group) لا تساوى عادة حاصل جمع قدرات تحمل الخوازيق التى تضمنها المجموعة باعتبارها وحدات مستقلة ويجب أخذ هذه الخاصية فى الاعتبار عند التصميم.

١٢-٧-٢ كفاءة مجموعة من الخوازيق:

★ يطلق على كفاءة مجموعة من الخوازيق (Ge) على النسبة بين قدرة تحمل مجموعة الخوازيق كوحدة واحدة إلى حاصل جمع قدرة تحمل خوازيق المجموعة منفردة كوحدات مستقلة لنفس الأطوال ونفس تكوين التربة وذلك نظراً لاختلاف الضغوط الواقعة على التربة لمجموعة الخوازيق عن تلك بكل خازوق على حدة وتداخلها كما هو موضح فى بصلة الضغط كما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١٢-٣٦).



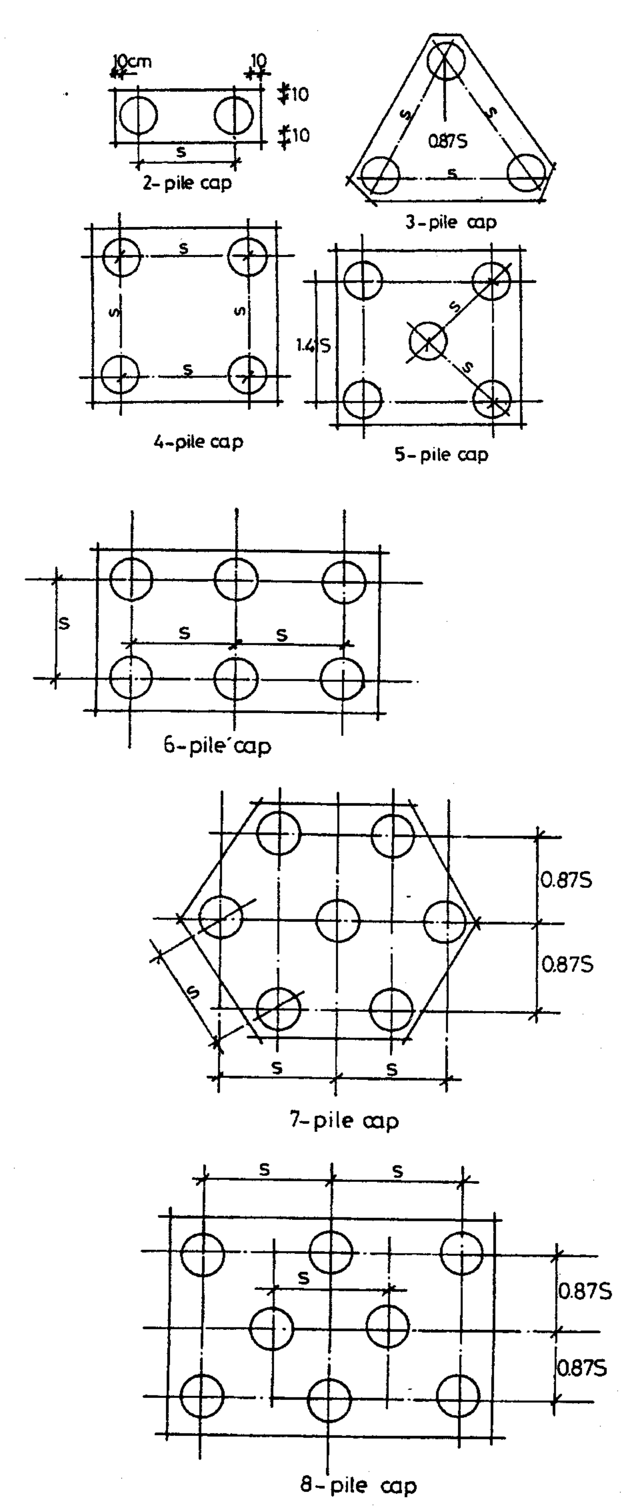
شكل (١٢-٣٦)

شكل (١٢-٣٧)

★ كما يبين الشكل (١٢-٣٧) أن الهبوط الحادث والمصاحب لمجموعة خوازيق هو أكبر من نظيره للخازوق الواحد أو المفرد وذلك لأن المنطقة التى تتلقى وتتعرض لجهود مؤثرة تحت مجموعة من الخوازيق أكبر بكثير من تلك المناظرة لخازوق واحد وذلك لأن تكامل الجهود الناتجة عن كل خازوق من خوازيق المجموعة يرفع من قيمة الإجهادات المتولدة بالتربة ومن ثم تزيد من أبعاد المنطقة المجهدة تحت مجموعة الخوازيق.

١٢-٧-٣ المسافات البينية لخوازيق قاعدة مكونة من مجموعة خوازيق وكيفية ترتيب هذه الخوازيق بالقاعدة:

- لأى قاعدة مكونة من مجموعة خوازيق فإن كيفية ترتيب هذه الخوازيق يتوقف على عدد هذه الخوازيق (n) وكذلك على المسافات البينية بين هذه الخوازيق (S) ويبين الشكل (١٢-٣٨) أشكال مختلفة لكيفية ترتيب الخوازيق فى هامات ذات أشكال مختلفة وذلك لعدد يتراوح ما بين خازوقين إلى ثمانية خوازيق.



شكل (١٢-٣٨) أشكال مختلفة لترتيب الخوازيق

- إن اختـــيار المســـافة البينـــية بين مجموعة من الخوازيق بغض النظر عن شكل الهامة وهى (S) يعتمد على عدة عوامل منها :
  - التكلفة الإجمالية للأساس.
  - طبيعة التربة بالموقع.
  - أسلوب تنفيذ الخوازيق بالتثقيب أو بالدق أو بالضغط أو بالبرم.
- يجـــب أن تكون المسافات البينية كافية لعدم حدوث إزاحة لتربة الموقع وأن هذه المســـافات تســـمح فى نفس الوقت بتنفيذ خوازيق المجموعة إلى الطبقة الحاملة دون إضرار ببعضها البعض أو بأى منشأ مجاور.
- هـــذا وبصـــفة عامة لا يقل البعد بين مركزى أى خازوقين متجاورين عن الآتى حسب نوع الخازوق وطريقة مقاومته :
  - فى حالة خوازيق الارتكاز على الصخر [مرتين قطر الخازوق (٢ ϕ)].
  - فـــى حالة خوازيق الارتكاز فى الأنواع الأخرى من التربة [مرتين ونصف قطر الخازوق].
  - فى حالة خوازيق الاحتكاك لأى نوع من التربة [٣ مرات قطر الخازوق].
- هذا وعند استخدام خوازيق حلزونية (screw piles) فيبلغ البعد الأدنى بين محاور الخوازيق مرة ونصف القطر الخارجى للحلزون وأن المسافة بين الخازوق وحافة القـــاعدة (e_{min}) لجمـــيع الحـــالات وأنـــواع الخوازيق تتراوح ما بين مرة ومرة ونصف قطر الخازوق ($1 - 1.5\ \phi$).
- هـــذا ويجـــب التـــنويه إلـــى أنه فى حالة استخدام خوازيق ذات نهايات متسعة (enlarged bases) فيجـــب أن يراعى اختيار أبعاد محاورها احتمال حدوث تأثير متـــبادل للجهود الواقعة على التربة كنتيجة لتقارب نهايات الخوازيق مع بعضها البعض.
- هـــذا وتجدر الإشارة إلى أنه عندما تخترق مجموعة من خوازيق الاحتكاك طبقة عمـــيقة منـــتظمة القـــوام لنقل حمل محدد فى نطاق مساحة محددة فإنه يوصى باستعمال عدد قليل من الخوازيق الطويلة لأن ذلك سوف يكون عادة أكثر فاعلية فى نقل الحمل حيث الهبوط فى هذه الحالة الأخيرة أقل منه فى الحالة الأولى.

١٢-٧-٤ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق ترتكز على طبقة صخرية:

- إن قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق ترتكز أو تستند أو تنشأ على طبقة صخرية سليمة ذات سمك كبير تعادل وتوازى حاصل ضرب عدد الخوازيق بالمجموعة × قدرة تحمل الخازوق المفرد باعتباره وحدة مستقلة.
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة ميل سطح الطبقة الصخرية أو عند وجود شقوق أو طبقات ضعيفة مائلة داخل الصخر فإنه يجب مراعاة ومراجعة الأمان اللازم لهذه المجموعة من حدوث انهيار كلى لها (Block failure)، ويقيم ذلك من واقع ومن خلال الدراسات الجيولوجية والاستكشافية للموقع.

١٢-٧-٥ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة غير متماسكة الحبيبات:

- بصفة عامة يمكن القول بأنه فى حالة التكوينات الرملية أو الرملية الزلطية السائبة (Loose deposits) قد تزيد قدرة تحمل الخازوق فى المجموعة عنه كخازوق مفرد نتيجة لتكثيف التربة عند لحظة البدء فى دق الخوازيق، ولكن يتحتم عدم اعتبار هذه الظاهرة وإهمالها عند التصميم.
- هذا وفى حالة تأسيس مجموعة من الخوازيق داخل طبقة كثيفة من التربة الغير متماسكة الحبيبات ومحدودة السمك، يليها فى العمق طبقة من تكوينات ضعيفة فإن قدرة تحمل مجموعة الخوازيق تؤخذ مساوية لأقل قيمة من القيمتين التاليتين فى (أ) أو (ب).

أ) مجموع قدرات تحمل خوازيق المجموعة كوحدات مستقلة.

ب) قدرة تحمل دعامة (Pier) مساحتها توازى مجموع مساحة مقطع خوازيق المجموعة والتربة الواقعة بينهما، ويقع منسوب تأسيسها مع منسوب الأطراف السفلية لخوازيق المجموعة آخذين فى الاعتبار الهبوط المحتمل لمجموعة الخوازيق كما سوف يرد فيما بعد.

١٢-٧-٦ قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق تخترق تربة طينية:

بالإشارة إلى الشكل (١٢-٣٩) والذى يمثل مجموعة خوازيق عددها (n) تخترق تربة طينية ذات خواص (ϕ) ، (c) وبأطوال (L) والمسافة بينهما هى (S) فإن قدرة التحمل القصوى لمجموعة الخوازيق هذه ($Q_{ult\,g}$) يعادل :

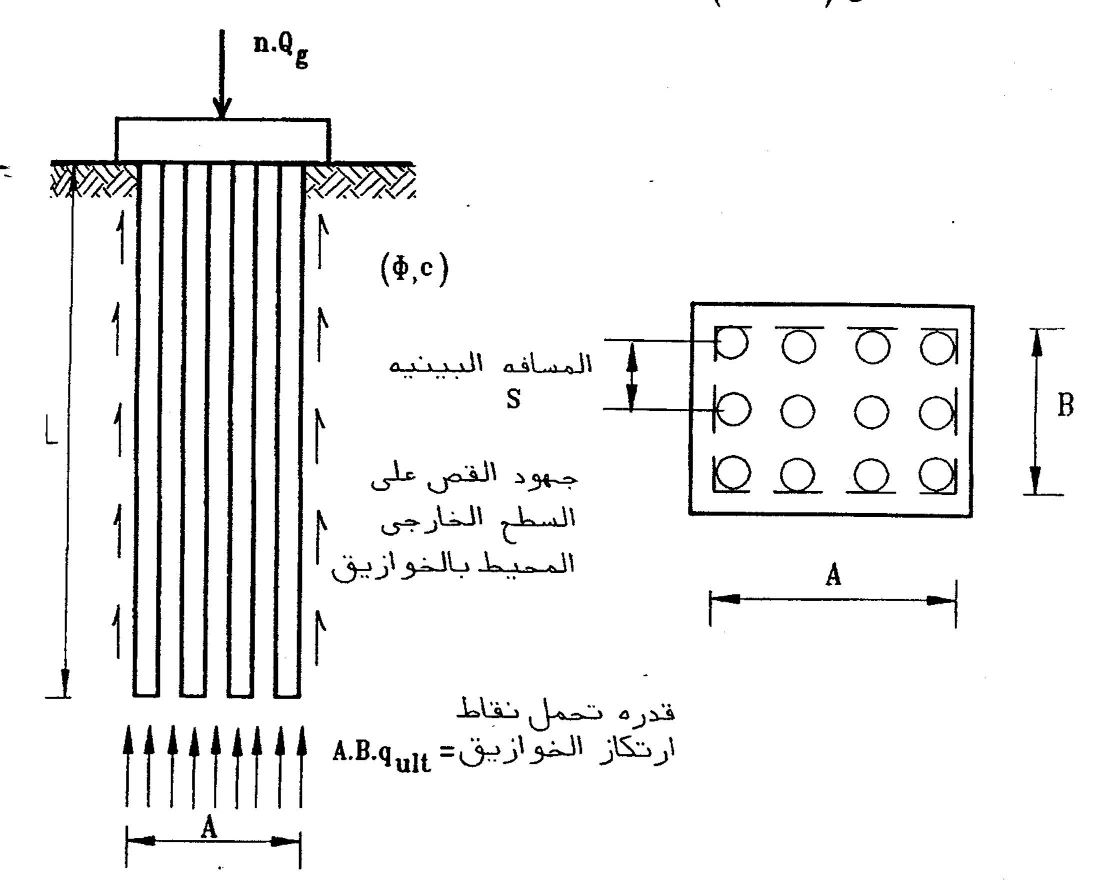
$$Q_{ult\,g} = n \cdot Q_g = n\, G_e \cdot Q_{ult\,s} \qquad \text{..........} \qquad (12\text{-}23) \quad *$$

حيث (n) : هو عدد الخوازيق فى المجموعة

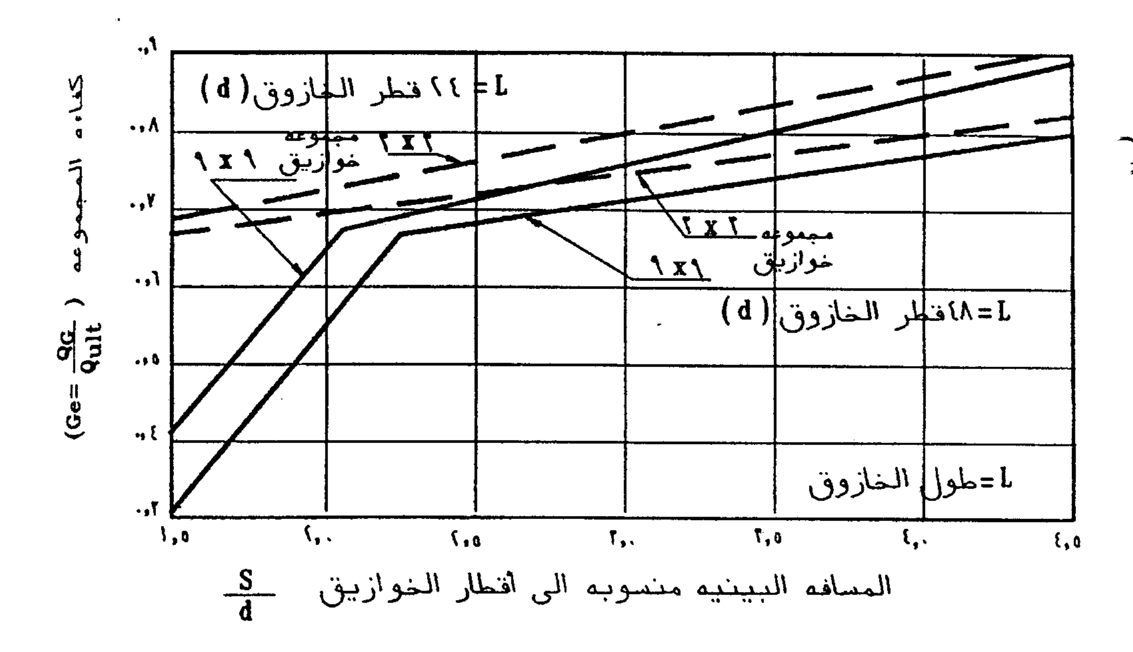
، (Q_g) : هــو الحمــل الأقصـــى الـــذى يتحمله الخازوق الواحد عندما يعمل داخل المجموعة

، $(Q_{ult\,s})$: هــو قدرة تحمل الخازوق المفرد فى التربة الطينية والذى يتم حسابه طبقاً لما ورد سابقاً فى البند (١٢-٥-١٠)

، (G_e) : كفــاءة المجموعــة = $\frac{Q_g}{Q_{ult\,s}}$ وهــو معامل أقل من الواحد الصحيح وهو يــتوقف على حجم مجموعة الخوازيق وطول الخازوق (L) والنسبة $\left(\frac{S}{d}\right)$ [نســبة المسافة البينية بين الخوازيق (S) إلى قطر الخازوق (d)] وطبقاً للشكل (١٢-٤٠)



شكل (١٢-٣٩) قدرة تحمل مجموعة الخوازيق بالتربة الطينية



شكل (١٢-٤٠) كفاءة مجموعة الخوازيق (G_e) فى التربة الطينية

١٢-٧-٧ قدرة تحمل مجموعة خوازيق معرضة إلى أحمال الشد:

أ) *حالة التربة غير تماسكة الحبيبات (Cohesionless Soil):*

إن قيمة حمل الشد المسموح به (قدرة التحمل التشغيلية) لمجموعة خوازيق معرضة إلى أحمال شد فى تربة غير متماسكة الحبيبات يؤخذ مساوياً لأقل قيمة من القيمتين التاليتين (١) أو (٢) :

(١) مجموع جهود الاحتكاك على جزوع خوازيق المجموعة مع عدم تخفيض قيمتها فى حالة الخوازيق المسلوبة ومع أخذ معامل أمان يساوى ثلاثة.

(٢) الوزن الفعال (effective weight) لكتلة التربة الواقع داخلها خوازيق المجموعة مع إضافة وزن منشور دائرى يمتد من أسفل نهايات الخوازيق إلى سطح التربة ويميل ٤ (رأسى) : ١ (أفقى)،

مع اعتبار الوزن الذاتى للخوازيق مساوياً لكتلة التربة المكافئة لحجمها ومع اعتبار معامل أمان قدره واحد.

ب) *حالة التربة الطينية:*

فى هذه الحالة يؤخذ الحمل المسموح به لمجموعة الخوازيق المعرضة إلى شد مساوياً لأقل قيمة من القيمتين التاليتين :

(١) مجموع جهود الالتصاق على جزوع خوازيق المجموعة مقسوماً على معامل أمان يساوى (٢).

(٢) القيمة المحسوبة طبقاً للمعادلة التالية :

$$T_{all} = \frac{2\,L\,(B + A)\,C}{F\,.\,S} + W_p \quad .... \quad (12\text{-}24) \; *$$

حيث (A) : طول المسقط الأفقى لمجموعة الخوازيق كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٠)

، (B) : عرض المسقط الأفقى لمجموعة الخوازيق كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٠)

، (L) : عمق كتلة التربة المبينة أسفل هامة الخوازيق

، (C) : القيمة المتوسطة لتماسك التربة الواقعة حول الخوازيق مقدرة من تجربة القص تحت نسبة مياه ثابتة (Undrained strength)

، (W_p) : وزن الخوازيق + الهامة (pile cap) + وزن كتلة التربة المحصورة بين خوازيق المجموعة

، (F.S) : معامل الأمان ويساوى (2) فى حالة الأحمال التى تؤثر لحظياً ويساوى ثلاثة فى حالة الأحمال التى تؤثر لفترات طويلة.

٨-١٣ المتانة الإنشائية للخوازيق:

مقدمة:

★ كأى عنصر إنشائى يجب أن يكون متيناً بحيث يتوفر فى الخازوق الاشتراطات التالية حتى يصبح آمناً :

- يجب أن يكون قادراً على تحمل الإجهادات التى سوف يتعرض لها بأمان تام سواء أثناء مرحلة الإنشاء أو عند التشغيل.
- يجب أن يكون الخازوق قادراً على نقل الأحمال إلى التربة مع توفر معامل أمان كافى ضد انهيارها.
- يجب أن يكون هبوط الخوازيق فى الحدود المسموح بها دون حدوث أضرار للمنشأ.

★ وسوف تتعرض هنا إلى ظاهرتين من الظواهر التى تتعرض لها الخوازيق والتى يجب العناية بدراستها لأمان ومتانة الخوازيق وهما :

أ) الإجهادات التى تتولد فى الخوازيق أثناء إنشائها (إجهادات ما قبل تشغيل الخازوق).

ب) الاستقرار الجانبى وانبعاج الخوازيق.

أ) *إجهادات ما قبل تشغيل الخازوق:*

- يجب ضرورة العناية بدراسة الإجهادات التى تتولد فى الخوازيق أثناء إنشائها لأنها قد تتحكم فى تصميم بعض أنواع الخوازيق ولا سيما الخوازيق الخرسانية سابقة الصب التى يجب أن يحدد لها مواضع النقط التى تحمل منها أثناء نقلها من مكان لآخر.
- كما يجب التأكد والتحقق من تحمل الخوازيق لإجهادات الدق باعتبار أن الدق يولد إجهادات تنتقل بطول الخازوق وتتزايد عند أعلى وأسفل الخازوق، هذا ويجب التنويه إلى أن إجهادات الضغط المتولدة فى أسفل الخازوق عالية فى حالات الدق الشديد. إلا أنه من الممكن تولد شد فى أسفل الخازوق أثناء دقه إذا كانت مقاومة التربة منخفضة أو إذا حدث

إرتداد للمطرقة (فى حالة استعمال مطرقة خفيفة مع وسادة جاسئة) الأمر الذى يستلزم ضرورة اختيار المطرقة المناسبة والوسادة الملائمة ومسافة سقوط المطرقة المضبوطة.

- ومما هو جدير بالذكر إلى أنه فى حالة عدم حساب إجهادات الدق فى الخوازيق الخرسانية سابقة الصب فتستعمل كانات على مسافات حوالى ٥ سم لتسليح مسافة تبلغ ثلاثة أمثال قطر الخازوق من أعلاه ومثلها فى أسفله بحيث يبلغ حجم الكانات ٠,٦ % من حجم الجزء المسلح، أما بالنسبة لباقى طول الخازوق نستعمل كانات بحجم ٠,٢٥% من حجم هذا الجزء وعلى مسافات لا تزيد عن قطر الخازوق ولا عن ٢٠ سم ولا عن ١٥ مرة قطر حديد التسليح الطولى فى الخازوق.

ب) ***الاستقرار الجانبى وانبعاج الخازوق:***

- بصفة عامة لا تتعرض الخوازيق العادية المقاسات والموجودة بأكملها أسفل التربة للانبعاج إلا أنه يجب أخذ الانبعاج فى الاعتبار فقط فى الحالات التالية :
  - حالة التربة الشديدة الليونة (التى تقل قوتها فى الضغط غير المحاط عن ٠,٢٥ كجم/سم٢).
  - حالة الخوازيق النحيفة والطويلة خصوصاً إذا امتدت لمسافات كبيرة فوق مستوى سطح الأرض (تصميم الخازوق كعامود).
- لحساب حمل الانبعاج بمعادلة "Euler" المعروفة فإن الطول الفعال (effective length) الذى يؤخذ فى الحساب يتوقف على كل من قيمة الحمل الأفقى المؤثر إن وجد، وعلى نوع التربة وعلى جساءة كل من المبنى والخوازيق. هذا ومن الممكن اعتبار أن الخازوق مثبت عند نقطة تبعد عن سطح الأرض بمسافة قدرها (I_f) حيث قيمة (I_f) كالآتى :

i - $$I_f = 1.4\sqrt[4]{\frac{E\,I}{K_h \cdot B}} \qquad \text{..........} \qquad (12\text{-}25)\ *$$

وذلــك فى حالة التربة التى يثبت فيها قيمة معامل رد فعل التربة الأفقى (K_h) مع العمق مثل التربة الطينية سابقة التدعيم (Heavily Over Consolidated) والتى يــتراوح قــيمة المعامل (K_h . B) لها ما بين ٣٥ ، ٧٠ مرة قيمة مقاومة القص غير المصرفة فى حالة عدم السماح بتسرب المياه من العينات.

ii - $I_f = 1.8 \sqrt[5]{\frac{E\,I}{n}}$ .... (12-26) *

وذلــك فــى حالة التربة التى يتزايد فيها معامل رد فعل التربة الأفقى مع العمق تحت سطح الأرض حسب العلاقة

$K_n = \frac{n\,.\,Z}{d}$ .... (12-27) *

حيث (E) : هو معامل المرونة لمادة الخازوق

، (I) : العــزم الإســـتاتيكى الثانى لمساحة مقطع الخازوق (عزم القصور الذاتى للقطاع)

، (d) : هو عرض (أو قطر) الخازوق

، (Z) : هــو بُعــد النقطة التى يحسب عندها رد فعل التربة منسوباً لسطح الأرض.

، (n) : معامل يتوقف على نوع التربة حيث يمكن فرض قيمة (n) كالآتى :

للتربة الطينية أو الطميية:

الضغط الغير محاط (كجم/سم٢)	٠,٢٥	٠,٥٠	١,٠٠
المعامل (n) (كجم/سم٢)	٠,٠٦٠	٠,١٦	٠,٣٧

للتربة الرملية:

الكثافة النسبية (%)	٣٥	٦٥	٨٥	١٠٠
المعامل (n) كجم/سم٢	٠,٤٣	١,٢٣	١,٨٠	٢,٢٢
ملحوظة: أن غمر التربة الرملية يقلل قيمة (n) بعاليه إلى النصف				

١٢-٩ مقاومة الخوازيق المحملة بأحمال جانبية أو عرضية:

12-9 Bearing Capacity of Piles Subjected to Lateral Loads:

١٢-٩-١ مقدمة:

★ إن أساسات الخوازيق يمكن أن تتعرض لأى نوع من الأحمال التالية سواء منفردة أو مجتمعة وهى :

١- أحمال رأسية فقط.

٢- أحمال أفقية أو عرضية أو جانبية فقط.

٣- أحمال مائلة وهى تمثل وتجمع ما بين الأحمال الأفقية والرأسية.

★ إن الأحمال الأفقية أو العرضية أو الجانبية تنتج نتيجة لتأثير العوامل والأحمال الناتجة عن :

أ) قوى الضغوط الترابية على المنشأ.

ب) الرياح أو قوى الزلازل على المنشآت.

جـ) صدمات السفن أو فرملة القطارات أو السيارات على الكبارى أو لغير ذلك من الأسباب المحتملة.

★ إن مقاومة الخوازيق الرأسية للأحمال الجانبية بصفة عامة محدودة القيمة، فمثلاً إذا زادت القوة الأفقية عند مستوى سطح الأرض على خازوق خرسانى رأسى بقطر حوالى ٤٥ سم عن (٢,٠٠) طن فى التربة الطينية متوسطة القوام أو عن (٣,٠٠) طن فى التربة الرملية متوسطة الكثافة فإنه يلزم فى هذه الحالة إما استخدام خوازيق مائلة أو التحقق والتأكد من أن الخوازيق الرأسية يمكنها تحمل ومقاومة الحمل الأفقى المؤثر.

١٢-٩-٢ كيفية تصميم الخوازيق الرأسية المعرضة لأحمال جانبية أو أفقية:

★ لتصميم الخوازيق الرأسية لمقاومة الأحمال الجانبية أو الأفقية يلزم تحقيق ثلاثة شروط هى :

أ) وجود معامل أمان كافى ضد الانهيار فى جسم الخازوق نفسه.

ب) وجود معامل أمان كافى ضد انهيار التربة الجانبية حول الخازوق.

جـ) أن يكون مقدار الإزاحات الأفقية للخازوق تحت الحمل الجانبى فى الحدود المسموح بها.

★ هناك طريقتان لتصميم الخوازيق الرأسية المعرضة لأحمال جانبية هما :

– طريقة معامل رد فعل التربة (coefficient of subgrade reaction).

– الطريقة باعتبار أن التربة وسط مرن (Elastic media).

★ وسوف نتعرض هنا إلى الطريقة باستخدام معامل رد فعل التربة.

١٢–٩–٣ تعريف معامل رد فعل التربة (معامل التربة):

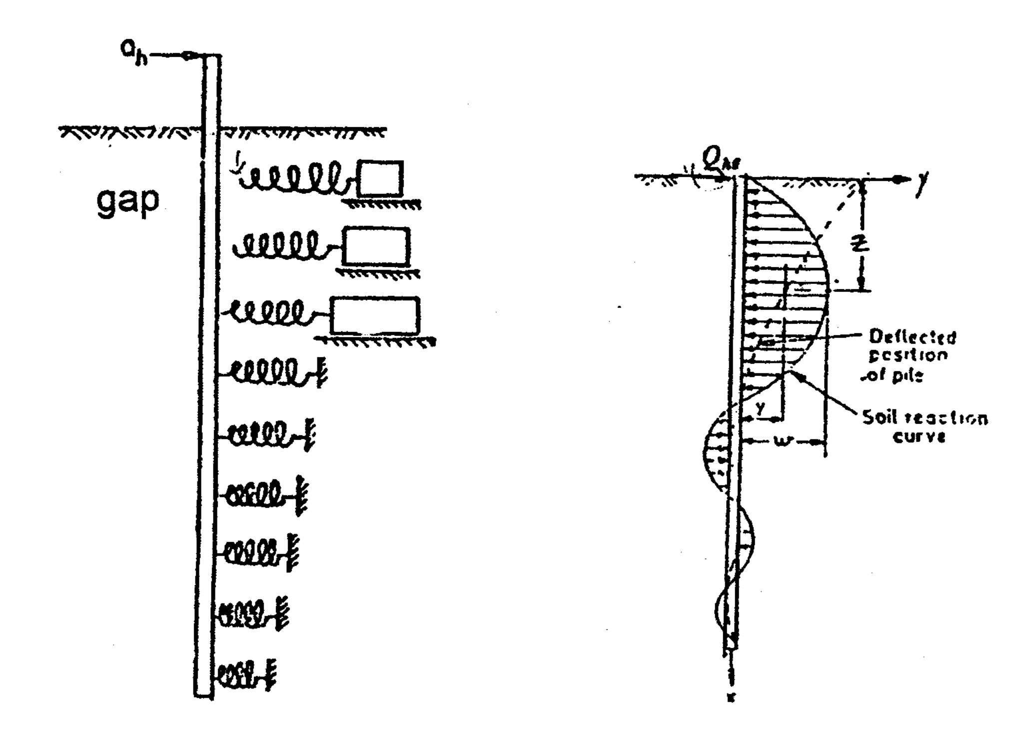
★ يطلق على هذا المعامل أحياناً بمعامل التربة (Soil modulus) وهو عبارة عن معامل يعبر عن مدى مقاومة التربة للتشكل العرضى (Lateral deformation) حيث بالإشارة إلى الشكل (١٢–٤٤) حيث خازوق رأسى معرض إلى حمل جانبى قدره (Ho) عند منسوب سطح الأرض وأن مقاومة التربة الجانبية للخازوق يعبر عنها بمجموعة يايات، كما يبين الشكل وضع وإزاحة الخازوق جانبياً نتيجة للقوة الأفقية الجانبية (Ho) وعليه فإن معامل التربة (معامل رد فعل التربة) عند أى نقطة على بُعد (x) من سطح الأرض على الخازوق يمكن تعريفها كالآتى :

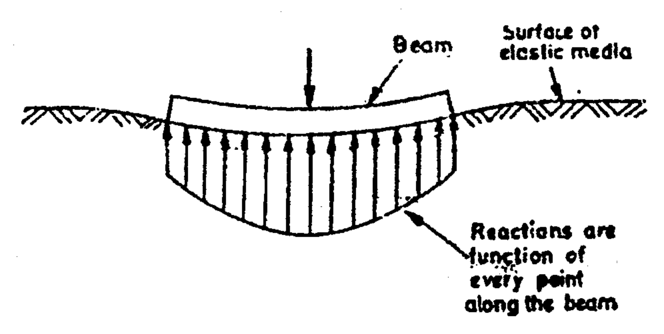
$$k_h = \frac{w}{y} \quad \text{...........} \quad (12\text{-}28) \quad *$$

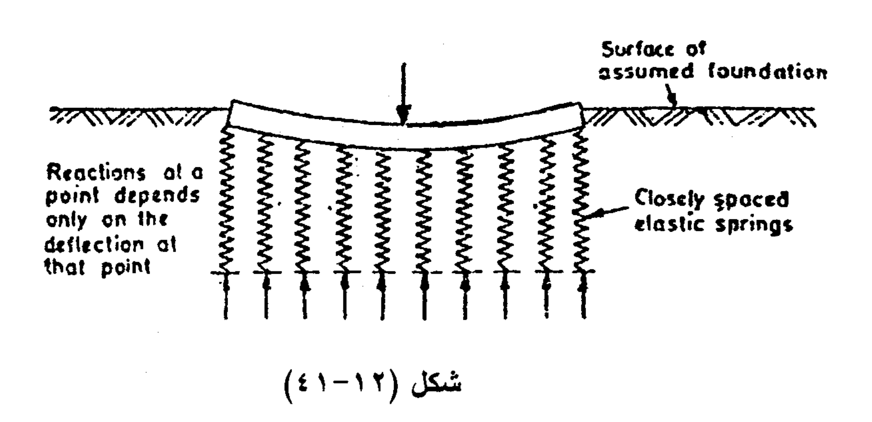
حيث (y) : هو التشكل أو الانحناء العرضى للخازوق عند النقطة (x)

، (w) : هـو مقاومة التربة عند هذه النقطة لهذا التشكل معبراً عنها بالقوة على وحدة الأطوال للخازوق.

★ ومما هو جدير بالذكر فإن هذه المعادلة السابقة تعتمد على فرض ونكلر (Winkler's Assump.) – شكل (١٢–٤١).

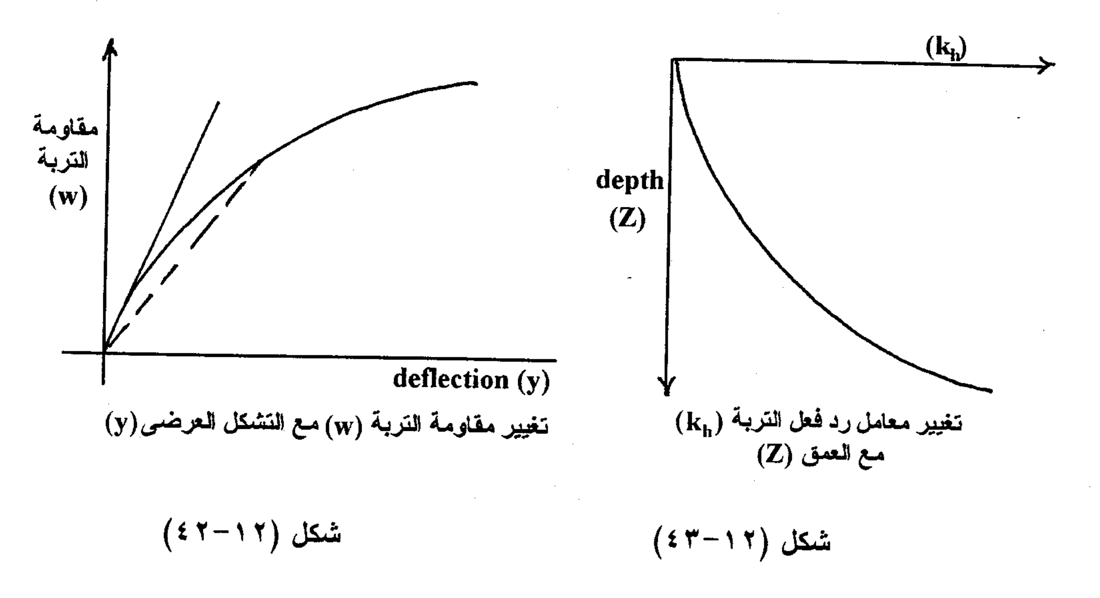

Qh
gap
y
z
Deflected position of pile
Soil reaction curve
y
w
x


Beam
Surface of elastic media
Reactions are function of every point along the beam


Surface of assumed foundation
Reactions at a point depends only on the deflection at that point
Closely spaced elastic springs

شكل (١٢-٤١)

★ كما يبين الشكل (١٢-٤٢) الشكل النمطى للعلاقة بين (w) ، (y) عند أى نقطة على عمق (Z) على طول الجزء المدفون لخازوق مفرد محمل عرضياً بحمل أفقى.



تغيير مقاومة التربة (w) مع التشكل العرضى (y)

تغيير معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق (Z)

شكل (١٢-٤٢)

شكل (١٢-٤٣)

★ كما يبين الشكل (١٢-٤٣) مدى تغيير قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق (Z).

١٢-٩-٤ طريقة تصميم الخوازيق الرأسية المحملة بأحمال جانبية باستخدام طريقة معامل رد فعل التربة الأفقى للتربة (k_h):

١- يتم حساب قيمة معامل رد فعل التربة الأفقى (k_h) أو (n) طبقاً لنوع التربة على النحور المبين سابقاً.

٢- يتم حساب قيمة الجساءة النسبية "للخازوق / التربة" بدلالة ما يسمى بالطول المرن وذلك من المعادلتين التاليتين :

أ) الطول المرن فى حالة ثبوت قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق هى :

$$\ell_o = \sqrt[4]{\frac{4\,E\,I}{k_h \cdot d}} \qquad \text{..........} \; * \qquad (12\text{-}29)$$

ب) الطـــول المـــرن فى حالة تغيير قيمة معامل رد فعل التربة (k_h) مع العمق على النحو التالى :

$$k_h = \frac{n \,.\, Z}{d} \qquad \text{..........} \quad * \qquad (12\text{-}30)$$

فإن قيمة الطول المرن هى :

$$t = \sqrt[5]{\frac{E\,I}{n}} \qquad \text{..........} \quad * \qquad (12\text{-}31)$$

حيث (E) : هى معامل مرونة مادة الخازوق
، (d) : هو قطر الخازوق
، (I) : عزم القصور الذاتى لقطاع الخازوق
، (n) : يتم حسابها طبقاً لما جاء بالبند السابق حسب نوع التربة

٣- يتم اعتبار الخازوق عالى الجساءة إذا تحقق أحد الشرطين التاليين :

$$\frac{\ell}{t} < 2 \qquad \text{أو} \qquad \frac{\ell}{\ell_o} \le 1.0$$

ويعتبر الخازوق عالى المرونة إذا تحقق أحد الشرطين التاليين :

$$\frac{\ell}{t} > 4.0 \qquad \text{أو} \qquad \frac{\ell}{\ell_o} \ge 3$$

٤- فـــى حالـــة الخوازيـــق عالية المرونة يمكن حساب قيم الإزاحات القصوى وعزم الانحـــناء المـــتوقعة بالخـــازوق طـــبقاً لما هو وارد فى الجدولين التاليين جدول (١٢-١٤) ، جدول (١٢-١٥):

أولاً : فى حالة الخوازيق المثبتة الرأس - جدول (١٢-١٤)

الدالة	معامل رد فعل التربة ثابت مع العمق (k_h)	معامل رد فعل التربة متغير مع العمق (k_h) $k_h = n\,Z / d$
الإزاحة القصوى (δ_{max})	$\frac{H}{\ell_o \,.\, k_h \,.\, d}$	$\frac{0.88\,H\,t^3}{E\,I}$
عزم الانحناء الأقصى (M_{max})	$\frac{-H\,\ell_o}{2}$	$0.85\,H\,t$

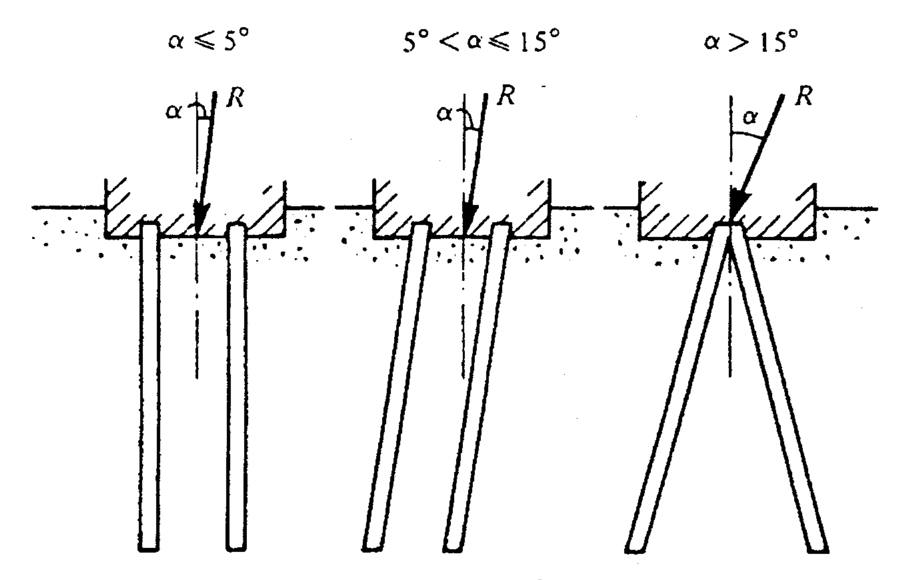
ثانياً : فى حالة الخوازيق حرة الرأس - جدول (١٢-١٥)

الدالة	ثابت مع العمق (k_h)	متغير مع العمق (k_h) $k_h = n\,Z / d$
الإزاحة القصوى (δ_{max})	$\frac{2H}{\ell_o k_h d} + \frac{2M_o}{\ell_o^2 k_h d}$	$2.4 \frac{H t^3}{EI} + \frac{1.55 M_o t^2}{EI}$
عزم الانحناء الأقصى (M_{max})	$0.32\, H \ell_o + 0.64\, M_o$ أو (M_o) أيهما أكبر	$0.77\,(H t + M_o)$ أو (M_o) أيهما أكبر
حيث (H) : هى قيمة القوى الجانبية المؤثرة على الخازوق ، (M_o): هو قيمة العزم المركز على رأس الخازوق ، (d) : هو قيمة عرض أو قطر الخازوق		

١٢-٩-٥ ملحوظات هامة على الخوازيق المحملة جانبياً:

١- الخوازيق أعضاء إنشائية نحيفة فلا يجوز تعريضها لأحمال جانبية عالية.

٢- إن استعمال خوازيق مائلة (Batter Piles) لمقاومة الأحمال الجانبية يكون أكثر اقتصاداً من تعريض رأسية لتلك الأحمال وقد تم وضع بعض التوصيات لاستخدام الخوازيق مع الأحمال المائلة كما يلى (شكل ١٢-٤٤).

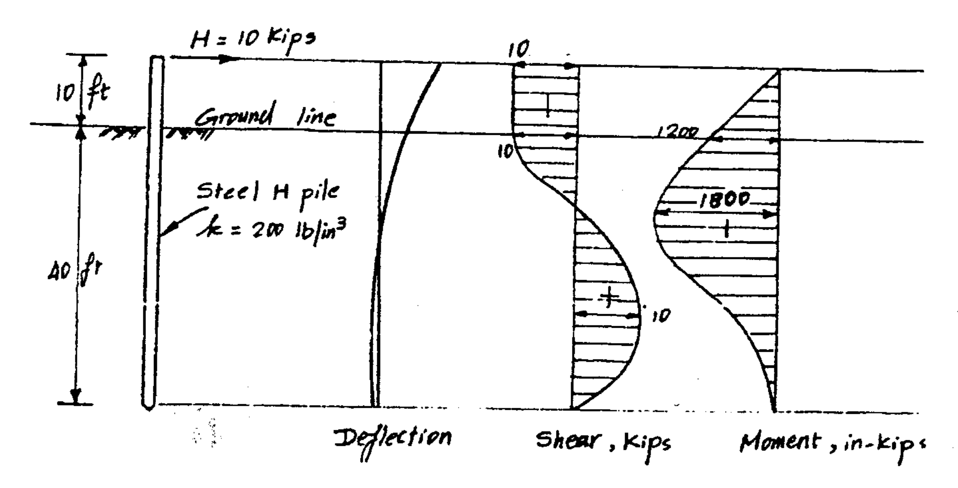


شكل (١٢-٤٤) نقل الحمل الجانبى للتربة بواسطة الخوازيق

- فـــى حالة نقص (α) عن خمس درجات يكون استخدام الخوازيق الرأسية ممكناً.
- فى حالة زيادة أو مساواة (α) عن خمسة درجات ونقصها عن (١٥) درجة تستخدم خوازيق مائلة (Battered).
- فـــى حالة زيادة أو مساواة (α) عن خمسة عشرة درجة تستخدم خوازيق مائلة فى اتجاهين بنفس الميل والتى يطلق عليها (A-Farm).

٣- لا يصـــح اســتخدام نظــريات ضغط التربة الكلاسيكية لحساب الضغوط الجانبية المــتولدة على سطح الخازوق المعرض لحمل جانبى لسببين : الأول هو أن تلك الــنظريات تفترض تكون الضغط الإيجابى (active pressure) أو الضغط السلبى (Passive pressure) وذلــك لا يحدث فى الخوازيق إلا عند لحظة الانهيار التام، والسبب الثانى هو أن حالة الخازوق فى التربة هى مناظرة لتكون ضغوط جانبية علــيه علــى المحــاور الــثلاثة (Three dimensional state of stress) بينما الــنظريات الكلاســيكية تطبق فقط لحالة الضغوط الجانبية على مستوى (Two dimensional).

٤- إن الحلول المعتمدة على معامل رد فعل التربة تعتبر تقريبية هى الأخرى لأنها (شــأن الكمــرات المرتكــزة على أساس مرن) حيث أنها تعتمد على أن رد فعل الــتربة الجانــبى يعــتمد علــى حركة الخازوق جانبياً. وبالرغم أنه من الممكن اســتخدام معــاملات للــتربة تعتمد على العمق إلا أنه من غير الممكن أخذ تأثير الــتربة الطبقية (stratified soil) أو الزمن أو شدة التحميل فى طريقة معاملات الــتربة. وبالــرغم مــن تلــك التحفظات على طريقة معامل التربة إلا أن النتائج المســتخرجة بتلك الطريقة للخوازيق القصيرة نسبياً (Rigid piles) تعتبر موثوق بهــا. ويعطى الشكل (١٢-٤٥) الانحراف الجانبى (Lateral deflection) وقوى القــص وعزوم الانحناء لخازوق كابولى (Cantilever pile) معرض لقوة أفقية عند الطرف الحر H = 10 Kips.



شكل (١٢-٤٥) القوى الداخلية والتشكل الحادث فى خازوق كابولى معرض إلى قوة أفقية (H)

٥- بناءً على النتائج التجريبية والنظرية والخبرة الحقلية فقد تم وضع حلولاً فى صورة منحنيات وجداول لتصميم الخوازيق المعرضة لأحمال جانبية وكمثال ذلك فقد وضع ما كنلتى (Mc Nulty) قيم الأحمال الأفقية المسموح بها عند تعريض الخوازيق الرأسية لها وذلك فى الجدول التالى (١٢-١٦) لحالات نهايات للطرف العلوى للخازوق [مثبت (fixed) وحر (Free end)] وذلك لثلاثة أنواع من التربة هى الرمل المتوسط والناعم والطين المتوسط والذى يتبين من هذا الجدول أن الخازوق الخرسانى المسلح ذو القطر ٤٠ سم يمكن أن تقاوم حملاً أفقياً يزيد قليلاً عن ٣,٠٠ طن فى التربة الرملية المتوسطة وحوالى ٢,٢٥ طن فى التربة الطينية.

جدول (١٢-١٦) قدرة تحمل الخوازيق الرأسية للأحمال الأفقية (ما كنلتى)

نوع الخازوق	القوة الأفقية المسموح بها للخازوق الرأسى (طن)			
	قطر الخازوق (سم)	رمل متوسط	رمل ناعم	طين متوسط
خازوق خشب حر النهاية	٣٠	٠,٦٨	٠,٦٨	٠,٦٨
خازوق خشب مثبت النهاية	٣٠	٢,٢٧	٢,٠٤	١,٨١
خازوق خرسانى حر النهاية	٤٠	٣,١٧	٢,٥٠	٢,٢٧
خازوق خرسانى مثبت النهاية	٤٠	٣,١٧	٢,٥٠	٢,٢٧

١٢-١٠ تقدير قيمة أقصى حمل أفقي يتحمله خازوق رأسى مفرد:

- إن قيمة أقصى حمل أفقي يتحمله خازوق رأسى مفرد يتوقف على جساءة وطول هذا الخازوق وعلى نوع التربة المحيطة به ظروف حالة تثبيت رأس الخازوق.
- *في حالة الخازوق الرأسي القصير والجاسئ والمثبت الرأس* يبين الشكل (١٢-٤٦) كيفية توزيع وأقصى قيمة للضغط الجانبى لنوعين من التربة هما التربة الرملية والطينية حيث أقصى حمل أفقى (Hult) يمكن أن يتحمله الخازوق بدون انهيار للتربة يكون كما يلى :

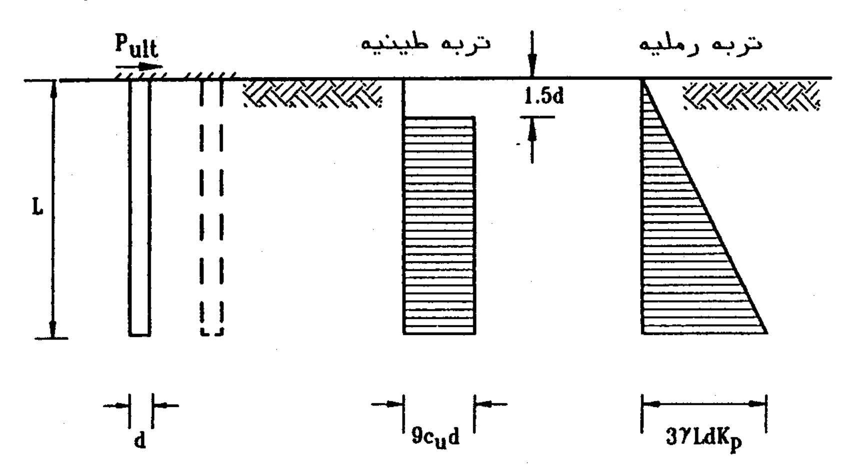
- *للتربة الرملية:*

$$H_{ult} = 1.5\,\gamma\,L^2\,K_p \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}32)$$

- *للتربة الطينية:*

$$H_{ult} = 9\,c_u\,d\,(L - 1.5\,d) \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}33)$$

حيث (γ) : هو الوزن الفعال لوحدة الحجوم من التربة كتلة التربة (طن/م٣)
، (L) : طول الخازوق بالمتر
، (d) : قطر الخازوق بالمتر
، (k_p) : هو معامل ضغط التربة الرملية المقاوم $k_p = \dfrac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$
، (ϕ) : زاوية الاحتكاك الطبيعى الداخلى للرمل
، (c_u) : قوة القص غير المصرفة للطين (undrained shear)

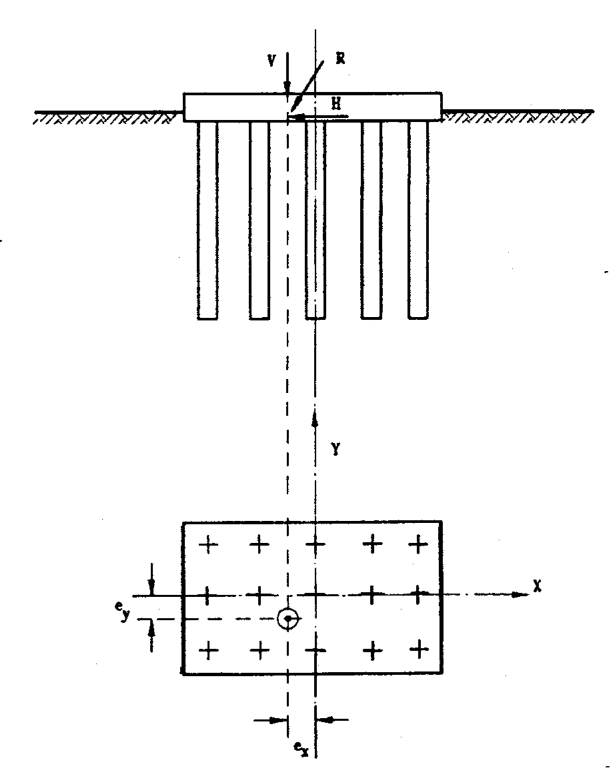


شكل (١٢-٤٦) أقصى ضغوط جانبية على خوازيق قصيرة مثبتة الرأس فى تربة رملية أو طينية

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة الخوازيق الطويلة المثبتة الرأس فإن أقصى قوة أفقية يتحملها الخازوق تتوقف على عزم الانهيار (M_r) لقطاع الخازوق.

١١-١٣ تقدير قيمة الحمل الرأسى الواقع على خازوق ضمن مجموعة خوازيق معرضة إلى حمل مائل غير محورى (لا مركزى):

- يمكـــن تقديــــر قيمة الحمل الرأسى (P_{vi}) الواقع على خازوق (i) ضمن مجموعة خوازيق عددها (n) معرضة إلى حمل مائل قدره (R) يؤثر على أبعاد (e_x) ، (e_y) مـــن مركـــز محصـــلة مجموعة خوازيق فى كل من الاتجاهين (x) ، (y) كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٧) وذلك طبقاً للمعادلة التالية :



شكل (١٢-٤٧) مجموعة خوازيق معرضة إلى حمل غير محورى مائل (R)

$$P_{vi} = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{i=n} x_i^2} + \frac{V \cdot e_y \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{i=n} y_i^2} \quad .... \quad * \quad (12\text{-}24)$$

حيث (V) : هى قيمة الحمل الرأسى الكلى الواقع على المجموعة [مركبة الحمل المائل (R) مع الرأسى]

، (n) : عدد الخوازيق الرأسية

، (e_x) : البعد الأفقى للمحصلة عن مركز مجموعة الخوازيق فى اتجاه المحور (x) [لا مركزية المحصلة فى اتجاه (x)].

، (e_y) : البعد الأفقى للمحصلة عن مركز مجموعة الخوازيق فى اتجاه المحور (y) [لا مركزية المحصلة فى اتجاه (y)].

- المعادلة السابقة تعطى قيمة تقريبية للحمل الرأسى (P_{vi}) الواقع الخازوق الرأسى (i) ضمن مجموعة عندها (n) والمعرضة إلى حمل رأسى كلى قدره (V) وذلك على أساس وفرض :
  - الهامة فوق الخوازيق جاسئة.
  - قيمة المركبة الأفقية (H) للمحصلة (R) هى قيمة صغيرة ويمكن تحملها بأمان بالخوازيق الرأسية.

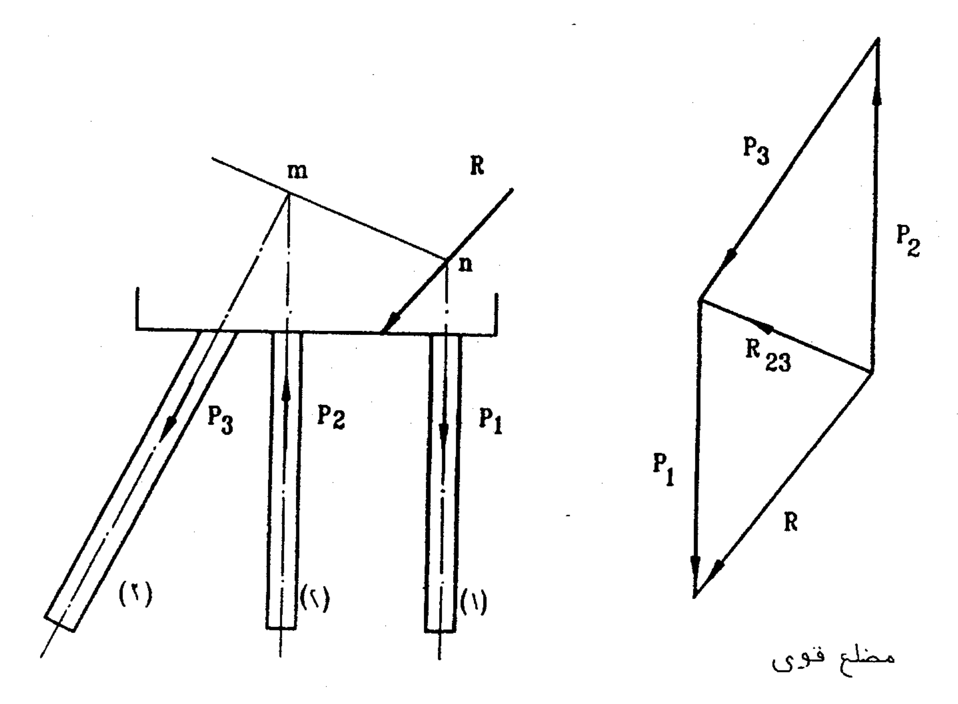
١٢-١٣ الخوازيق المائلة وكيفية تصميمها:

- عادة ما تستخدم الخوازيق المائلة إذا كانت القوى الأفقية الخارجية كبيرة ولا يمكن تحملها بطريقة اقتصادية باستخدام الخوازيق الرأسية والوسادة الرابطة للخوازيق.
- يمكن تصميم الخوازيق المائلة باعتبارها محملة محورياً وذلك عن طريق توزيع وإيجاد الأحمال الواقعة عليها باستخدام الطرق البيانية أو الحسابية وهناك طرق تقريبية غالباً ما تستخدم لتحليل هذه الخوازيق المائلة منها :

أ) طريقة كولمان *(Culmann)*:

هذه الطريقة تستخدم لتحليل الخوازيق المماثلة والتى محاورها فى ثلاث اتجاهات غير متوازية وغير متلاقية فى نقطة كما هو مبين بالشكل (١٢-٤٨).

- وتتلخص هذه الطريقة فى إيجاد نقطة (n) حيث تتلاقى محصلة القوى المائلة (R) المؤثر على الخوازيق مع محور المجموعة (١) من الخوازيق ونقطة (m) حيث يتلاقى محور مجموعة الخوازيق (٢)،(٣).



شكل (١٢-٤٨) طريقة كولمان لتحليل الخوازيق المائلة

- يتم تحليل المحصلة (R) إلى قوتين هما (P_1) فى اتجاه المجموعة (١)، (R_{23}) فى اتجاه الخط (m n) حيث (R_{23}) هى محصلة القوتين (P_2) ، (P_3) فى المجموعتين (٢) ، (٣).
- حل القوة (R_{23}) إلى القوتين (P_2) فى اتجاه المجموعة (٢)، (P_3) فى اتجاه المجموعة (٣) كما هو موضح بالشكل (١٢-٥١) مع ملاحظة أنه فى هذا الشكل قيمة كل من (P_1) ، (P_3) هما قوتين ضغط أما قيمة (P_2) فتمثل قوة شد.

ب) باستخدام طريقة إيجاد وتقدير قيمة المركبة الرأسية للحمل فى كل خازوق:

- يتم حساب المركبة الرأسية للحمل الواقع على كل خازوق (i) وذلك باستخدام المعادلة السابق الإشارة إليها وهى :

$$P_{vi} = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{i=n} x_i^2} + \frac{V \cdot e_y \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{i=n} y_i^2} \quad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}24)$$

- يتم اعتبار الحمل الواقع على الخازوق هو فى اتجاه محوره وعليه يكون معروف ميله وبالتالى يمكن إيجاد المركبة الأفقية للحمل فى كل خازوق على حدة.
- هـذا وتجـدر الإشـارة إلى أن هذا الحل يعتبر مقبولاً إذا كان الفرق بين الحمل الأفقـى (H) المؤثـر على مجموعة الخوازيق ومحصلة المركبات الأفقية للقوى المحورية للخوازيق صغيراً يمكن للخوازيق تحمله.
- وهنا كذلك يجب التنويه إلى أن فرض تحميل الخازوق محورياً (أى قوى عمودية فـى اتجاهه فقط) هو فرض غير حقيقى حيث أن التحميل الحقيقى للخازوق ليس محوريـاً وإنما سينشأ فى الخازوق عزوم وقوى قص لا سيما إذا ثبت فى وسادة جاسـئة وبـناء على ذلك يجب الرجوع إلى السادة المتخصصين لتحليل مثل هذه الحالات.

١٢-١٣ الخوازيق المعرضة إلى أحمال رأسية غير محورية:

- فـى بعـض الأحـيان قـد تتعرض الخوازيق إلى أحمال رأسية غير محورية (لا مركـزية) وذلك نتيجة لطبيعة الأحمال المؤثرة والمعرضة لها أو نتيجة لترحيلات غـير متوقعة فى مواقع الخوازيق الأمر الذى يؤدى بدوره إلى تعريض قطاعات الخوازيـق إلـى إجهادات عالية جداً وبصفة خاصة إذا كانت القاعدة محملة على خازوق واحد أو خازوقين.
- يـتوقف تصـميم هـذه الخوازيـق على مقدار لا مركزية الحمل (e) وعلى قطر الخـازوق وكذلـك قـيمة معـامل الأمـان ضد الانهيار وبالتالى فإن أهمية هذه اللامركـزية فى الحمل تتوقف على هذين العاملين الأمر الذى يستلزم فى الحالات العاديـة لقواعد مرتكزة على خازوق أو خازوقين ضرورة ربط الوسادة بالوسائد المجـاورة لها بشدادات جاسئة حتى يمكن تلافى مقاومة عزوم الانحناء الناشئة عن عدم مركزية الحمل.

١٢-١٤ الخازوق المفرد تحت قاعدة ما *(Mono Pile)*:

- بصـفة عامـة يفضـل تجنـب استعمال خازوق واحد تحت العمود وخاصة فى الخوازيـق ذات الأحمال الكبيرة ولكنه فى بعض الحالات لأسباب فنية واقتصادية

قـد يستلزم الأمر وتقتضى الضرورة تنفيذ وسادة أو قاعدة أسفلها خازوق واحد وفى هذه الحالة يجوز استخدام الخازوق الواحد ولكن بالشروط التالية :

١- ضرورة مراعاة وأخذ جميع الاحتياطات المطلوبة لضمان دقة التنفيذ.
٢- عمـل تخفـيض لإجهادات الضغط الواقعة على كل من الخرسانة والتربة بحيث لا تتعدى ٧٥% من الإجهادات المسموح بها.
٣- مسـموح بزحزحة فى مكان الخازوق عن موضعه الأصلى بقيمة لا تتعدى ١/١٠ القطـر المكافـئ للخـازوق ويؤخذ تأثير ذلك فى تصميم الخازوق والقاعدة والشدادات الرابطة.
٤- يـتم ويجـب ضـرورة تربيط الخازوق فى جميع الاتجاهات بميدات ذات جساءة عالية.
٥- ضـرورة إجراء تجارب تحميل بواقع تجربة لكل ٥٠ خازوق مفرد وبحد أدنى تجربتين.
٦- يجب ضرورة إجراء اختبارات غير متلفة (Non destructive Tests) على جذع الخازوق وذلك على جميع الخوازيق المفردة المنفذة.

١٢-١٥ معاملات الأمان فى الأساسات الخازوقية:

- عـند اسـتعمال الأساسـات الخازوقـية فى التأسيس يجب تطبيق مجموعة من معاملات الأمان كما يلى :

(١) معامل أمان لمادة الخازوق:

وذلـك فى حالة تصميم الخوازيق كعناصر إنشائية وهذا المعامل يتوقف على كل من مادة الخازوق وطبيعة ونوع الإجهادات المؤثرة عليها.

(٢) معامل أمان ضد انهيار الخازوق المفرد:

وذلـك لضمان أن حمل التشغيل للخازوق المنفرد لا يتعدى نسبة معينة من حمل انهياره. إن قيمة معامل الأمان فى هذه الحالة يتوقف على :

أ) طبيعة التربة ومدى تجانسها فى حدود الموقع.
ب) درجة الثقة فى الطريقة التى قدر بها قيمة حمل الانهيار للخازوق.

- هـذا وتجدر الإشارة إلى أنه يستحسن حيثما أمكن ذلك تحديد قيمة حمل الانهيار للخـازوق باسـتخدام تجارب التحميل حيث يعتبر الحمل المحسوب بهذه الطريقة موثوقاً به.
- هذا وبصفة عامة فإنه يمكن أخذ معامل الأمان للخازوق المنفرد كالآتى :

= (٢) إذا تم تحديد حمل الانهيار بطريقة موثوق بها (تجارب التحميل).

= (٣) إذا تم تحديد حمل الانهيار باستخدام بعض الصيغ الديناميكية.

= (١,٥) إذا تم تحديد حمل الانهيار بطريقة موثوق بها وتم أخذ الأحمال الناتجة عن الزلازل وغير ذلك من الأحمال الغير اعتيادية فى الاعتبار.

❁ ملحوظات هامة:

١- فى حالة الخوازيق الكبيرة التى يتم إنشاؤها بالحفر يفضل استخدام معامل أمـان ضد انهيار القاعدة يزيد عن ذلك المستخدم بالنسبة لحمل الاحتكاك الأقصى لجسم الخازوق حيث أن العلاقة بين الحمل والهبوط تختلف لطرف الخازوق السفلى ولمساحته الكبيرة.

٢- يجـب الـتأكد مـن قـدرة المنشأ على تحمل الهبوط النسبى تحت أحمال التشـغيل، وفـى الحالات التى لا يكون فيها الهبوط حرجاً قد يمكن خفض قيمة معاملات الأمان الواردة فى البند (٢) بعاليه.

٣- فـى حالة تعرض المبنى لأحمال ديناميكية كبيرة لم تؤخذ فى الاعتبار فى حساب الحمل التصميمى للخازوق فيجب استعمال معاملات أكبر وتزيد عن الواردة فى البند (٢) بعاليه.

٤- يجـب ضرورة أن يؤخذ فى الاعتبار تأثير وجود الخازوق ضمن مجموعة مـن الخوازيق حيث أن هذا يمكن أن يؤثر فى الحمل على الخازوق وفى هبوطه.

١٢-١٦ هبوط الخوازيق:

- لتقدير قيمة هبوط الخوازيق يوجد أسلوبان :

- ***الأسلوب الأول (العملى):***

وهــو يعتمد بصفة عامة على النتائج المستنتجة من تجارب التحميل ويعتبر هذا الأسلوب من أفضل الطرق وأدقها لتقدير قيمة الهبوط.

- ***الأسلوب الثانى (النظرى):***

وهو يعتمد على معاملات نظرية تقريبية ولحالات معينة منها :

أ) هبوط الخازوق المفرد:

- يــتم حســاب هــبوط الخــازوق المفــرد أساس أنه يناظر هبوط الطرف العلوى للخازوق ويعادل حاصل جمع ثلاثة معاير للهبوط هما :

$(S_o = S_{ps} + S_{pp.} + S_s)$

(١) الهــبوط نتيجة للانفعال الحادث فى جذع الخازوق تحت إجهادات التحميل (S_s):

وتقدر كما يلى :

$$S_s = (Q_b + \alpha_f\ Q_f)\frac{.L}{A\,E_p} \qquad \text{...........} \qquad * \qquad (12\text{-}25)$$

حيث (Q_b) : هو حمل الارتكاز المنقول للتربة عند طرف الخازوق السفلى

، (Q_f) : هــو حمــل الاحتكاك المنقول للتربة عن طرق جهود الاحتكاك على سطح جذع الخازوق

، (L) : طول الخازوق

، (E_p) : معامل مرونة مادة الخازوق

، (α_f) : معــامل يتوقف على منحنى توزيع جهود الاحتكاك على امتداد طول الخازوق ويؤخذ :

= ٠,٥ فى حالة التوزيع المتساوى أو التوزيع المناظر للقطع المكافئ

= ٠,٦٧ فــى حالة التوزيع المتدرج بدءًا من الصفر من أعلى حتى يصل إلى أقصاه عند نقطة الارتكاز

= ٠,٣٣ فى حالة التوزيع المتدرج بدءًا من أقصى قيمة من أعلى وحتى الصفر عند نقطة الارتكاز

- ويشـــترط لاســـتخدام هـــذه الصيغة أن تكون إجهادات الخازوق فى حدود جهود التشغيل المسموح بها.

(٢) *الهبوط نتيجة لانتقال حمل الارتكاز إلى التربة (S_{pp}):*

وتقدر كما يلى :

$$S_{pp} = \frac{C_b \cdot Q_b}{d \cdot q} \quad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}26)$$

حيث (C_b) : معامل يعتمد على نوعية التربة وعلى أسلوب تنفيذ الخازوق ويقدر من الجدول (١٢-١٧)

، (d) : قطر الخازوق

، (q) : الجهد الأقصى لسعة التحميل عند نهاية الخازوق (Ultimate end Bearing Capacity)

جدول (١٢-١٧) قيم المعامل (C_b) لتقدير هبوط الخازوق المفرد

نوع التربة	خوازيق الإزاحة	خوازيق التثقيب
رمال كثيفة إلى سائبة	٠,٠٢ إلى ٠,٠٤	٠,٠٩ إلى ٠,١٨
طين صلب إلى لين	٠,٠٢ إلى ٠,٠٣	٠,٠٣ إلى ٠,٠٦
طمى كثيف إلى سائب	٠,٠٣ إلى ٠,٠٥	٠,٠٩ إلى ٠,١٢

- هـــذا ويشترط أن تكون طبقة ارتكاز الخازوق ممتدة تحت طرف الخازوق لمسافة توازى عشرة أمثال قطره على الأقل وأن تكون الطبقات التى تليها ذات مقاومـــة تتســـاوى مـــع أو تـــزيد عن مقاومة الطبقات المنشأة بها الخوازيق.

(٣) *الهبوط نتيجة لانتقال حمل الاحتكاك من جذع الخازوق إلى التربة (S_{ps}):*

وتقدر كما يلى :

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_f}{L_o \; q} \quad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}27)$$

حيث (L_o) : طول جذع الخازوق المدفون فى التربة

، (C_s) : معامل يساوى

$$C_s = \left[0.93 + 0.16\frac{L_o}{d}\right]C_b \qquad .... \quad * \quad (12\text{-}28)$$

ب) هـــبوط مجموعـــة خوازيق منشأة بتربة غير متماسكة الحبيبات (الرمل):

فى هذه الحالة يمكن تقدير مجموعة الخوازيق (S_G) طبقاً للصيغة التالية :

$$S_G = S_o \sqrt{\frac{B}{d}} \qquad *$$

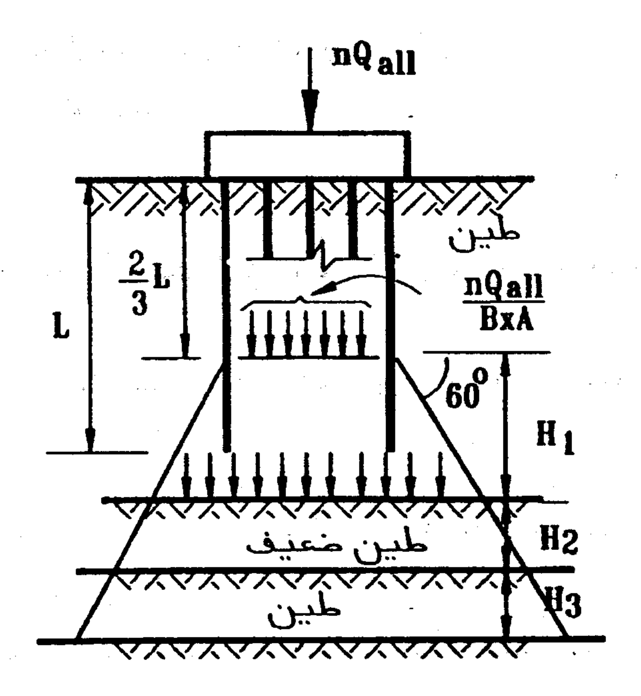
حيث (B) : المقاس الأدنى (الطول الأصغر) لمجموعة الخوازيق بالمسقط الأفقى لها

، (d) : قطر الخازوق المفرد

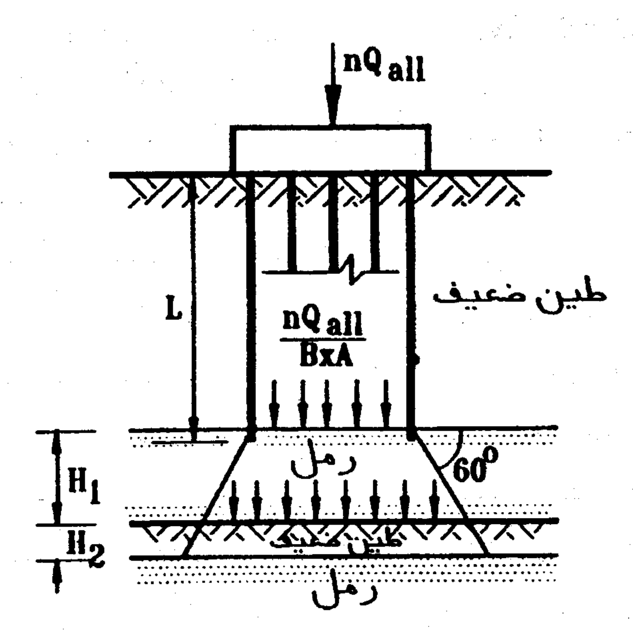
، (S_o) : مقـــدار هبوط الخازوق المفرد مقدرة طبقاً للصيغة السابقة فى البند (أ) أو القيمة المحددة من تجارب التحميل

جـ) هـــبوط مجموعـــة خوازيق منشأة فى تربة تحتوى على طبقات مشبعة متماسكة الحبيبات:

- يعتبر الهبوط فى هذه الحالة مساوياً لإنضغاط الطبقات الطينية تحت تأثير الأحمال المبينة بالشكل (١٢-٤٩) ، (١٢-٥٠) بعد توزيعها.
- يحســـب انضـــغاط الطبقات وفقاً للطرق المذكورة فى جزء ميكانيكا التربة والتى يفـــترض أن جهـــود أحمـــال الخوازيق ذات الهامات الجاسئة نسبياً تنتشر داخل الـــتربة كمـــا هـــو مبين بالأشكال (١٢-٤٩) ، (١٢-٥٠) أما فى حالة الهامات المـــرنة أو فـــى حالـــة مجموعة ذات هامات منفصلة، فإن جهود الضغط الناشئة عنها تتوزع داخل التربة وفقاً لنظرية توزيع الإجهادات داخل الوسط المرن ومع اعتبار أن حمل المجموعة يؤثر على التربة عند المناسيب المبينة بنفس الأشكال حيـــث الـــبعدان (A) ، (B) الواردة بهذه الأشكال هى الأبعاد الخارجية لمجموعة الخوازيق بالمسقط الأفقى وأن (n) هو عدد خوازيق المجموعة.



شكل (١٢-٤٩) مجموعة خوازيق الاحتكاك فى تربة مكونة من طبقات طينية



شكل (١٢-٥٠) مجموعة خوازيق ارتكاز مع وجود طبقة طينية أسفلها

١٢-١٧ قوى الاحتكاك السلبى بين التربة والخوازيق:

12-17 *Negative Skin Friction on Piles:*

١٢-١٧-١ مقدمة:

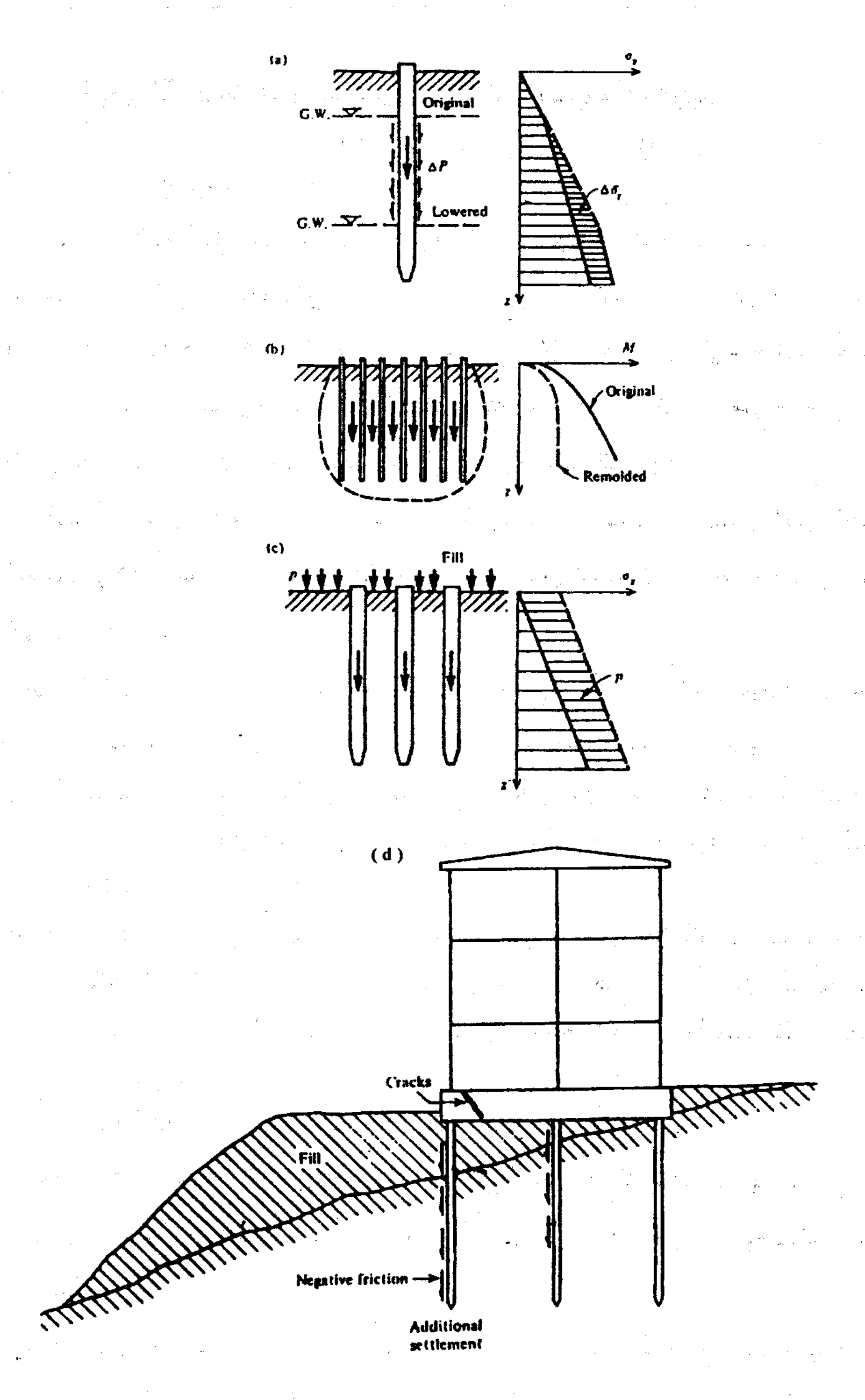
- قد تتعرض الخوازيق إلى أحمالاً إضافية أخرى نتيجة لظاهرة ما يسمى بالاحتكاك السلبى بين التربة والخوازيق وذلك على كامل جزع الخازوق أو جزء منه وذلك فى حالة ما إذا كانت قيمة إزاحة الخازوق فى التربة أقل من الإزاحة الحادثة فى التربة حول الخازوق مسببة تولد قوى قص نتيجة للإزاحة النسبية تؤثر إلى أسفل تعمل على زيادة الحمل المنقول إلى التربة تحت الخازوق.
- إن قيمة الحمل الإضافى نتيجة لهذه الظاهرة من المحتمل أن يكون كبير القيمة نسبياً وغالباً على كامل طول الخوازيق والتى من المحتمل أن تعجل وتسرع من انهيار الخوازيق والتربة حوله.
- يبين الشكل (١٢-٥١) حالات لخوازيق تعرضت إلى قوى إضافية نتيجة للاحتكاك السلبى فيها مسبباً حدوث هبوط إضافى لها وذلك بسبب العوامل التالية :

i - نتيجة لانخفاض منسوب المياه الجوفية والذى يتسبب عنه تولد إجهادات رأسية حول الخازوق مصاحبة لتصلب وتدعيم طبقة التربة الطينية وانحسار المياه منها.

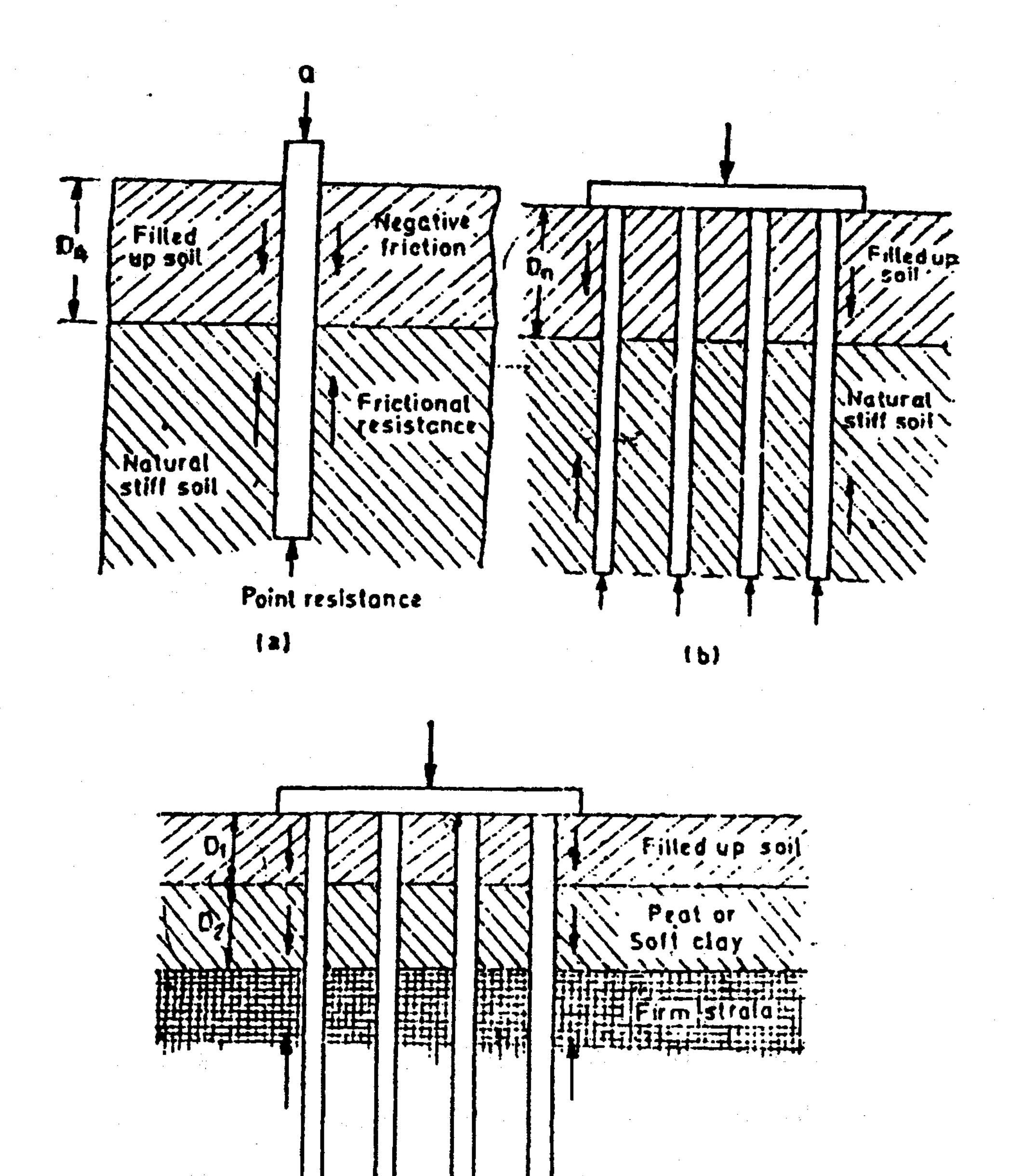
ii - نتيجة وجود طبقات ردم حديثة للتربة حول الخازوق لم يتم تدعيمها بالكامل الأمر الذى يجعل حركة الردم إلى أسفل تسببا حملاً إضافياً على الخوازيق وتولد احتكاك سلبى حولها نتيجة لانضغاط طبقات التربة حول الخازوق.

iii- نتيجة لعجن الطينة بسبب دق الخوازيق.

- هذا وتجدر الإشارة إلى أن الاحتكاك السلبى للخوازيق لا يحدث نتيجة للردم عن التربة الطينية ولكن يحدث أيضاً إذا ما كان الردم هو تربة رملية سائبة غير متماسكة.
- كما يبين الشكل (١٢-٥٢) قوى الاحتكاك السلبى وقوى الاحتكاك المضادة لمجموعة خوازيق ترتكز على طبقات صلبة من التربة والجزء العلوى منها طبقات ردم ومواد عضوية وطين طرى.



شكل (١٢-٥١) بعض حالات قوى الاحتكاك السلبى على الخوازيق



شكل (١٢-٥٢) بعض حالات قوى الاحتكاك السلبى وقوى الاحتكاك المضادة لمجموعة خوازيق ارتكاز الجزء العلوى منها مدفون فى طبقات من ردم وطين طرى

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب أخذ الاحتكاك النسبى بين التربة والخوازيق فى الاعتبار وذلك عند تقدير قيمة حمل التشغيل الواقع على الخوازيق وعليه فإن معامل الأمان فى هذه الحالة يمكن تقديره كالآتى :

$$\text{معامل الأمان (F.S)} = \frac{\text{أقصى قدرة تحمل لخازوق مفرد أو مجموعة خوازيق}}{\text{حمل التشغيل + الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبى}}$$

١٢-١٧-٢ تقدير قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبى بين التربة والخوازيق:

إن قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبى بين التربة والخوازيق يعتمد على هل الخازوق مفرد أو مجموعة خوازيق بالإضافة إلى نوع التربة كما يلى :

- *حالة الخازوق المفرد:*
- *تربة متماسكة:*

$$F_{negative} = O \cdot L_{neg} \cdot \tau \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}29)$$

- *تربة غير متماسكة:*

$$F_{neg.} = \frac{1}{2} O \cdot L_n^2 \cdot \gamma \cdot K \tan\delta \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}30)$$

حيث ($F_{negative}$) : هى قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبى للخازوق المفرد

، (O) : هو محيط الخازوق (= ΠD إذا كان مستديراً)

، (L_{neg}) : هو طول الخازوق فى التربة القابلة للانضغاط

، (τ) : هى مقاومة القص للتربة المتماسكة فى منطقة الردم

، (K) : معامل ضغط التربة الجانبى $K = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$

، (δ) : زاوية الاحتكاك الداخلى بين جسم الخازوق والتربة وهى تتراوح ما بين $\left(\frac{\phi}{2}\right)$ ، (ϕ) حيث (ϕ) هى زاوية الاحتكاك الطبيعى لتربة الردم

، (γ) : هى كثافة التربة (وزن وحدة الحجوم للتربة) حتى الطول (L_{neg})

- **حالة مجموعة خوازيق:**

إن قيمة الحمل الإضافى نتيجة للاحتكاك السلبى بين التربة والخوازيق لمجموعة خوازيق مدفونة فى تربة قابلة للإنضغاط تؤخذ القيمة الأكبر للآتى :

$$F_{neg.\ Group} = n\ F_{neg.} \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}31)$$

or

$$F_{neg.\ Group} = \tau \cdot L_{neg} \cdot O_{gr} + \gamma\ L_{neg} \cdot A_{gr} \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}32)$$

حيث (n) : هو عدد الخوازيق فى المجموعة

، (O_{gr}) : هو قطر مجموعة الخوازيق

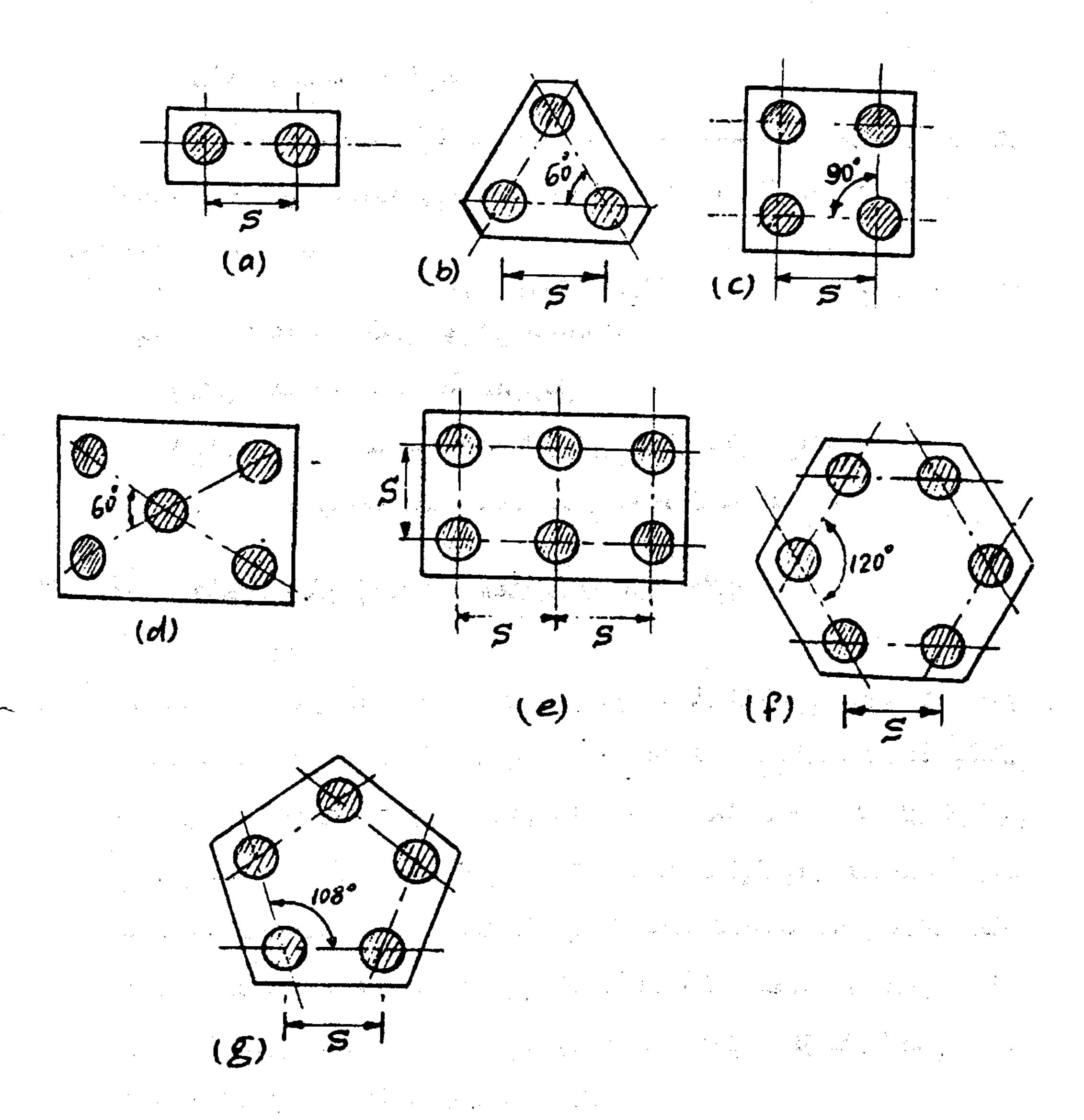
، (A_{gr}) : هو مساحة مجموعة الخوازيق خلال القطر (O_{gr})

، (τ) : هو مقاومة القص للتربة حول محيط المجموعة

١٢-١٨ هامات الخوازيق (الوسائد) (Pile Caps):

١٢-١٨-١ مقدمة:

- عادة ما يكون حمل العامود أكبر من قدرة تحمل الخازوق المفرد الأمر الذى يستلزم استخدام أكثر من خازوق (مجموعة خوازيق) للعامود وهذا بالتالى يستدعى استخدام وسادة (أو هامة) لنقل وتوزيع حمل العامود إلى كل خوازيق المجموعة مع إهمال الحمل الذى ينقل إلى التربة أسفلها. وفى هذه الحالة ترتب مجموعة الخوازيق لتكون مجتمعة بالقرب من نقطة المحصلة للحمل وذلك لتجنب عمل وتنفيذ وسادة ضخمة بدون الحاجة إلى ذلك، ويجب عند تصميم الهامة مراعاة أن تكون أحمال الخوازيق متساوية وذلك بتطابق مركز ثقل الخوازيق مع محصلة الأحمال المنقولة من العمود أو الأعمدة.
- مما سبق يتبين أن الوسادة ما هى إلا نوعاً خاصاً من القواعد (Footing) حيث يؤثر عليها من أعلى حمل العمود وتعطى الخوازيق رد الفعل الذى يكون مركزاً فى نقط اتصال الخوازيق بالوسادة وليس للتربة بين الخوازيق أى اعتبار فى اتزان الوسادة حيث يفترض أن التربة غير ملامسة تلامساً صلباً أو مرن يسمح بتحمل أى جزء من حمل العمود.

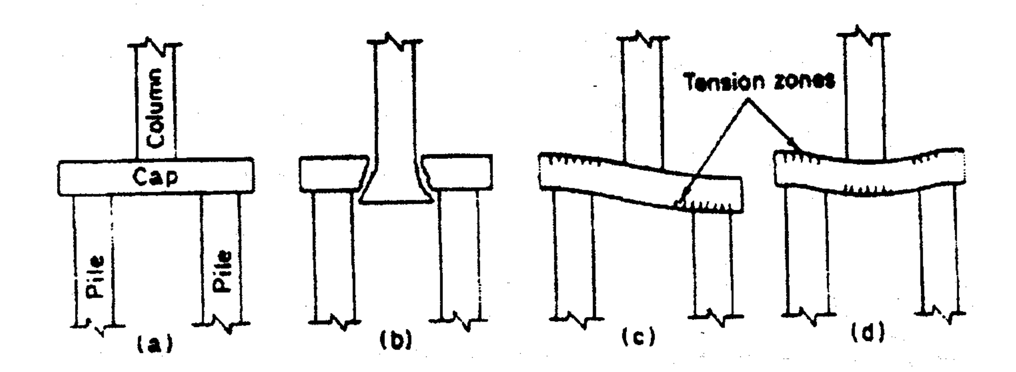


شكل (١٢-٥٣) مثال لترتيب وتوزيع مجموعة خوازيق وشكل الوسائد المناسبة

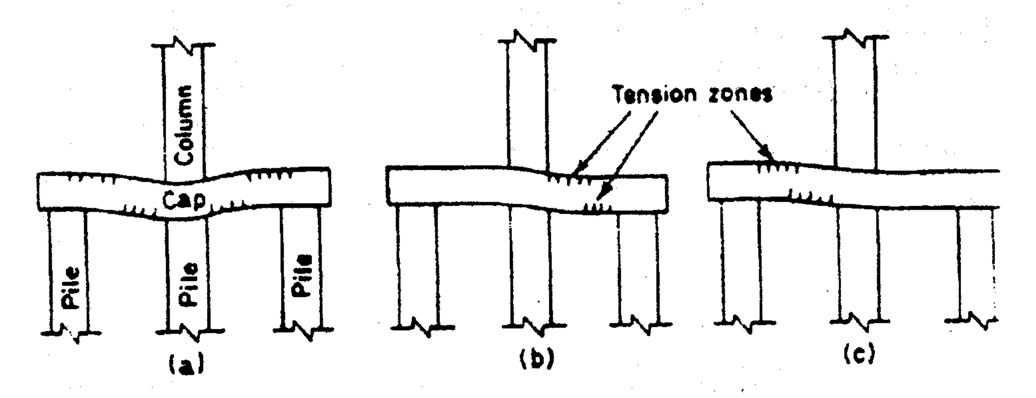
- ويعطى الشكل (١٢-٥٣) ترتيب مجموعات من الخوازيق وشكل الوسادة المناسبة لكل مجموعة. هذا ويتضح من هذا الشكل أنه ليس هناك مجال فى اختيار شكل توزيع الخوازيق وبالتالى شكل الوسادة للمجموعات التى تقل عن خمسة خوازيق، على أن المجموعات التى تحتوى على خمسة خوازيق فأكثر يمكن دراسة أفضل ترتيب للحصول على حجم وسادة مناسب اقتصادياً ويكون

بجانب ذلك فعالاً وآمناً إنشائياً. فمثلاً ترتيب الخوازيق للمجموعة السداسية فى شكل مسدس يسمح باستخدام طريقة لتصميم الوسادة بطريقة تختلف عن تلك التى يمكن اتباعها فى تصميم الوسادة السداسية المستطيلة الشكل وكذلك الحال للمجموعة الخماسية.

- هذا وبالإشارة إلى الشكل (١٢-٥٣) حيث يختار التقسيط بين الخوازيق (المسافات البينية بين الخوازيق) [البعد (S) على الرسمِ بحيث يعطى أقل حجم ممكن عملياً للوسادة وعادة ما يكون الفيصل النهائى فى الاختيار هو مدى إمكانية التنفيذ عملياً (الدقِ والتكثيف الناتج عن قرب الخوازيق عادة ما يضع الحد الأدنى للتقسيط) وأيضاً تكون قدرة تحمل المجموعة ومقارنتها بقدرة تحمل الخوازيق المنفردة عاملاً هاماً فى تحديد قيمة (S) كما سبق عرضه فى قدرة تحمل الخوازيق وعادة وبصفة عامة تؤخذ قيمة (S) فى حدود (٢,٥ - ٣,٠٠) عرض الخازوق (أو قطر الخازوق إذا كان مستديراً).
- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه لضمان نقل الأحمال من العمود إلى الخوازيق أسفل الهامة يجب أن يمتد تسليح الخازوق داخل الهامة لمسافة لا تقل عن ٦٠ سم لضمان نقل هذه الأحمال بالتماسك بين حديد التسليح والخرسانة.
- ويبين الشكل (١٢-٥٤) النماذج والأساليب والطرازات المختلفة لانهيار هامات الخوازيق والتى يتبين منها أنها : إما انهيار شد فى المناطق المعرضة لشد فى الهامة أو انهيار ضغط للخرسانة أو انهيار قص أو قص ثاقب كما يبين الشكل (١٢-٥٥) بعض الأبعاد الأساسية لهامة الخوازيق الخرسانية حيث يجب أن يخترق جسم الخازوق الهامة بمسافة لا تقل عن ٨-١٠ سم ويعلوه حديد تسليح الهامة بمسافة لا تقل عن ٥ - ٧,٥ سم وألا تقل المسافة من جانب الهامة وحافة الخازوق عن ١٠ سم، كما يجب ألا يقل الغطاء الخرسانى فى أى جانب عن ٥ سم ويفضل ٧ سم مع التوصية بضرورة تنفيذ فرشة من الخرسانة العادية أسفل هامة الخوازيق بسمك من ١٠ - ٢٠ سم.

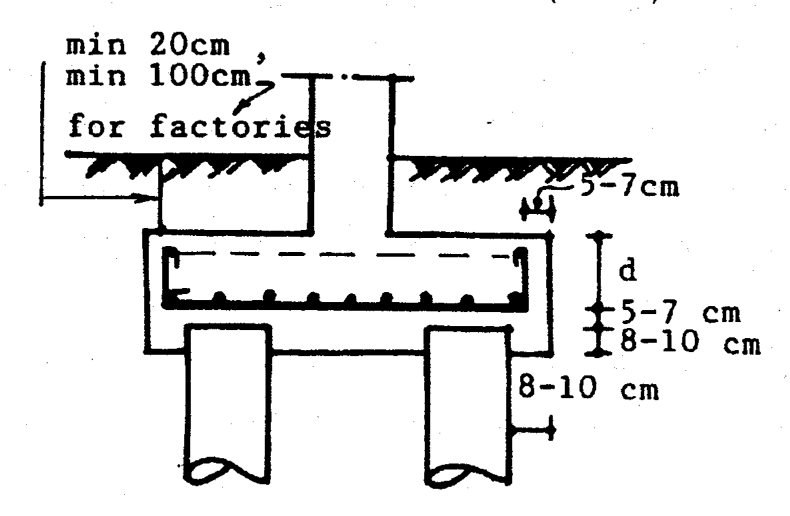


Failure of two pile cap



Failures of group pile cap

شكل (١٢-٥٤) كيفية وطرازات الانهيار لهامات الخوازيق



شكل (١٢-٥٥) بعض الأبعاد الأساسية لهامة الخوازيق

١٢-١٨-٢ طرق تصميم هامات الخوازيق:

طبقاً للكود المصرى هناك ثلاثة طرق لتصميم هامات الخوازيق هى :

i - الطريقة الأمريكية (طريقة عزم الانحناء والقوى القاصة).

Moment-Shear Method (American)

ii - طريقة الكمرة الجاسئة العميقة

Rigid Deep Beam Method

iii- طريقة التحزيم أو الجمالون

Circulage (Truss) Method

وفيما يلى شرح لهذه الطرق

i - الطريقة الأمريكية (طريقة عزم الانحناء والقوى القاصة):

Moment-Shear Method (American Method):

- تستخدم هذه الطريقة عادة لتصميم هامات الخوازيق لأى شكل ويفضل استعمالها فى الهامات المستطيلة أو المربعة الشكل ويبين الشكل (١٢-٥٦) أفضل توزيع للخوازيق فى الهامات يتناسب مع التصميم بهذه الطريقة.

خطوات التصميم:

بالإشارة إلى الشكل (١٢-٥٧) حيث هامة لمجموعة خوازيق عددها (n) ستة خوازيق كمثال فى الشكل تحمل حمل عمود قدره t (P).

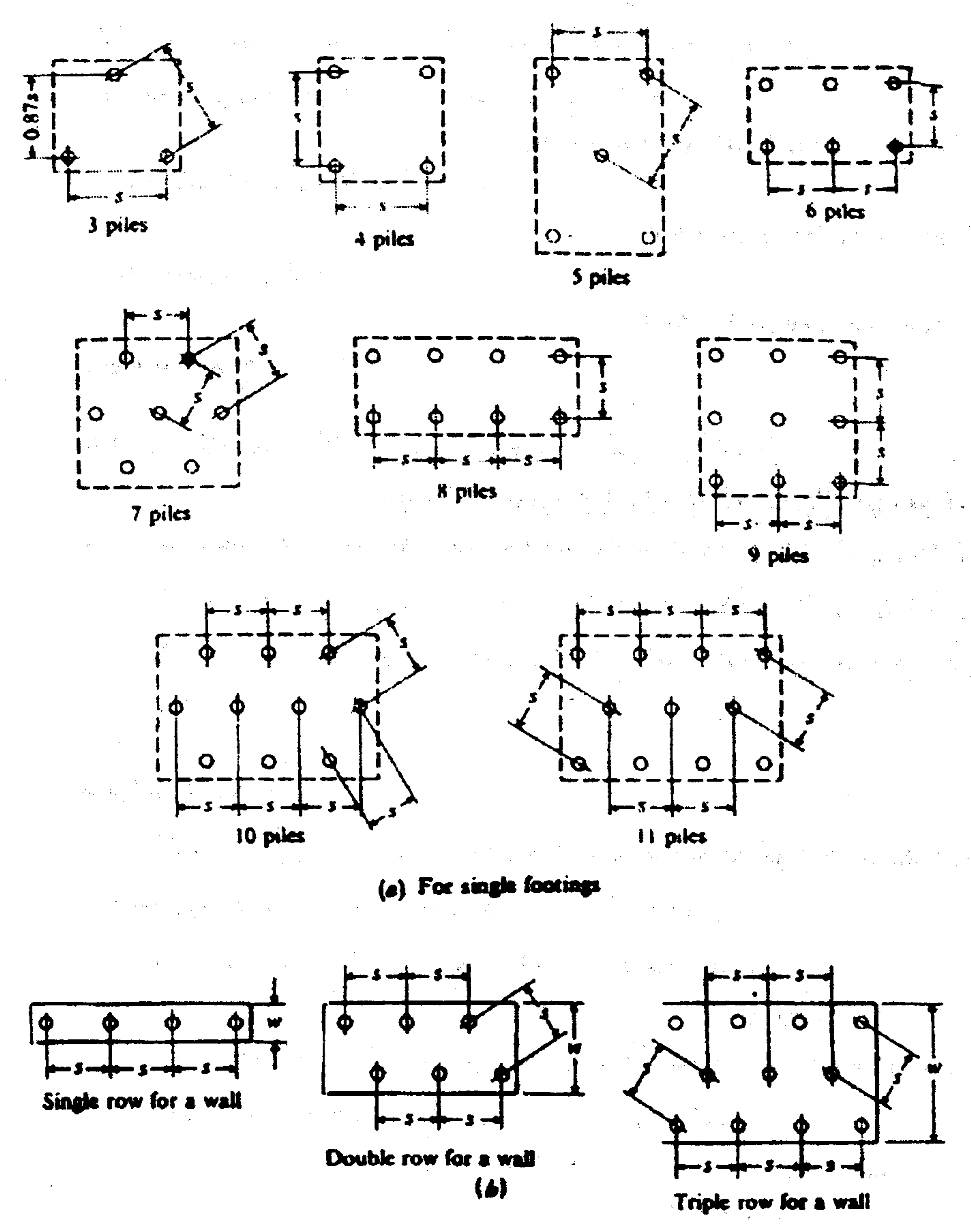
١- يتم فرض عمق الهامة بما يعادل (٥٠) مرة قطر الخازوق (d).

$d_{cap} = 50\ (d)$

٢- يتم حساب الحمل الكلى الواقع على مجموعة الخوازيق (P_t) وهو يساوى حمل العمود المنقول إلى الخازوق + وزن الهامة نفسها.

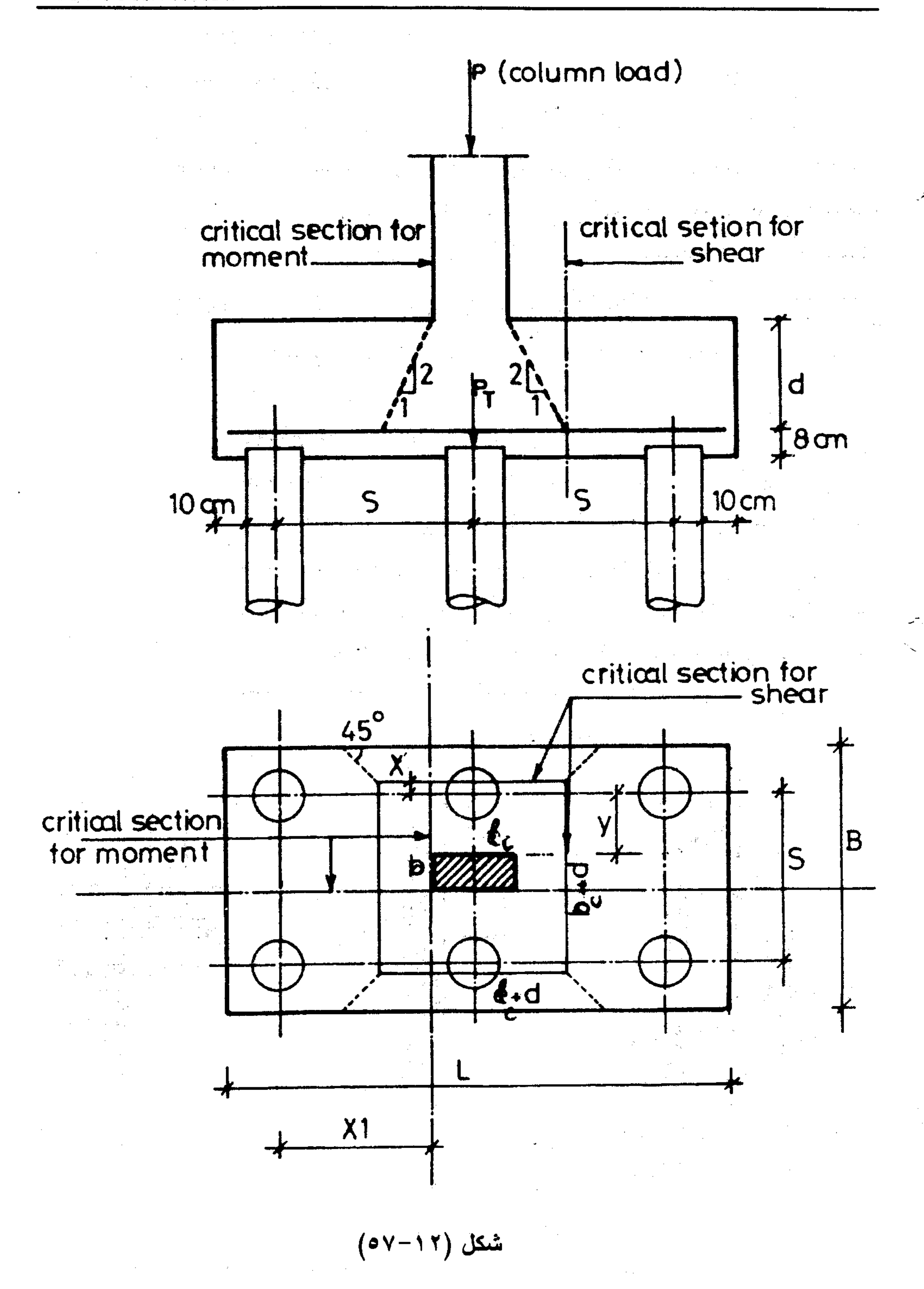
i.e. $P_t = P + o.w \text{ of cap it self}$

$= 1.1 \times P$



Typical Pile-group patterns. (a) for single footings; (b) for foundation walls

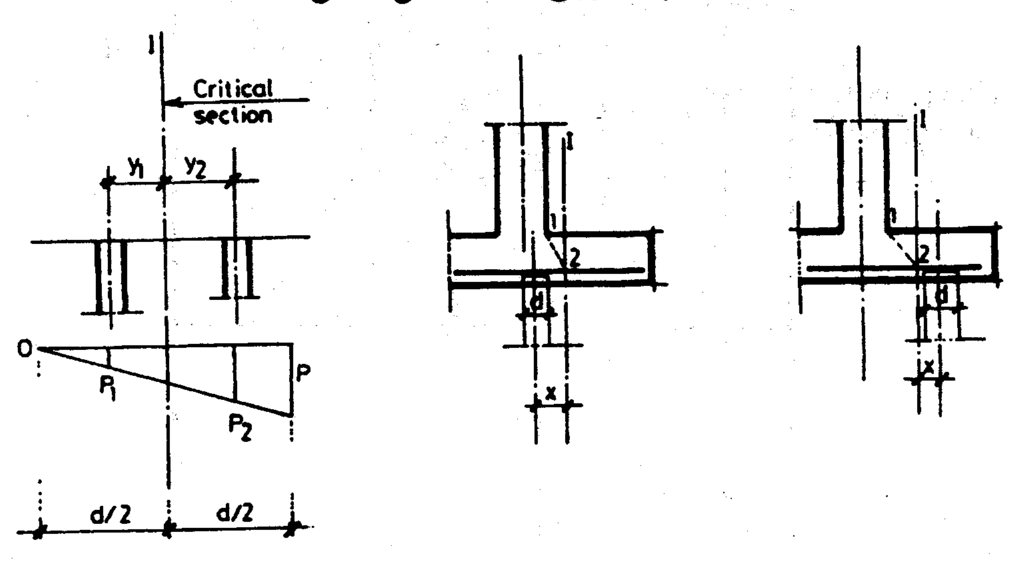
شكل (١٢-٥٦)


P (column load)
critical section for moment
critical setion for shear
2
1
2
1
P_T
d
8 cm
10 cm
S
S
10 cm
critical section for shear
45°
X
critical section for moment
y
b
S
B
L
X1

شكل (١٢-٥٧)

٣- التحقق من إجهادات القص:

- يــتم التحقق من إجهادات القص عند القطاعات الحرجة للقص وهى على بعد مسافة قدرها (Z) من وجه العمود [نهاية الخط المائل من وجه العمود بمــيل (٢) رأســى : (١) أفقــى] [قطــاع يبعد عن سطح العمود بمسافة تساوى نصف العمق الفعال للهامة] كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨) وذلك باعتبار أن الحمل الواقع على الخازوق الواحد يعادل $\left(\frac{P_t}{n}\right)$.
- وطــبقاً للكود المصرى فإنه لحساب قوى القص الواقعة على الهامة شكل (١٢-٥٨) يتبع الآتى :
  - يؤخذ حمل الخازوق بالكامل إذا كان مركز الخازوق على بُعد خارج القطاع الحرج لا يقل عن نصف قطر الخازوق.
  - يهمــل حمــل الخازوق إذا كان مركز الخازوق على بعد لا يقل عن نصف قطر الخازوق $\left(\frac{d}{2}\right)$ داخل القطاع الحرج.
  - يمكن أخذ نسب من حمل الخازوق تتراوح خطياً بين ١٠٠% لحالة بعد مركز الخازوق خارج القطاع الحرج بمسافة تساوى نصف قطر الخــازوق، صــفر% لحالة وجود مركز الخازوق على بُعد يساوى نصف قطر الخازوق داخل القطاع الحرج.



شكل (١٢-٥٨)

فإذا ما اعتبرنا مجموعة خوازيق عددها (n= 6) كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨) فإنـــه يتم حساب أقصى قوى قاصة وأقصى عزوم انحناء فى الاتجاهين العرضى والطولى كالآتى :

بالنسبة للاتجاه الطولى:

- أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج للقص ($Q_{max\ sh}$)

$$Q_{max\ sh\ (1)} = 2\ P$$

حيث (P) هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد $P = \frac{P_t}{6}$

- أقصـــى عـــزم انحناء عند القطاع الحرج [على وجه العمود] كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨).

$$\therefore \quad M_{max\ (1)} = 2\ P\ (x_1)$$

٤- يـــتم إيجـــاد السمك الكافى لمجابهة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء بالنسبة للاتجاه الطولى.

$$\therefore \quad q_{max\ (1)} = \frac{Q_{max\ sh\ (1)}}{0.87\ B\ d_{sh\ (1)}} \le q_{all\ sh} \qquad (6\text{-}8\ \ kg/cm^2)$$

$$\longrightarrow d_{sh\ (1)}$$

حيث العرض (B) فى هذه الحالة يعادل عرض القطاع الحرج وهو يساوى عرض العمود + عمق الهامة الفعال

$$B = b_{col} + d_{sh\ (1)}$$

$$d_{m\ (1)} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max\ (1)}}{B}} \quad (cm)$$

حيث (B) هو عرض الهامة الكلى فى الاتجاه العرضى

بالنسبة للاتجاه العرضي:

- أقصى قوة قاصة على القطاع الحرج للقص

$$Q_{max\ sh\ (2)} = 3\ (P_x) \qquad \text{if} \qquad \left(x \ge \frac{d}{2}\right)$$

- أقصـــى عـــزم انحـــناء عند القطاع الحرج على وجه العمود كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٨).

$\therefore \quad M_{max\,(2)} = 3\,P\,(y)$

حيث (y) هو بُعد مركز الخوازيق العرضية عند وجه العمود

٥- يـــتم إيجـــاد السمك الكافى لمجابهة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء بالنسبة للاتجاه العرضى.

$$\therefore \quad q_{max\,(2)} = \frac{Q_{max\,sh\,(2)}}{0.87\,B\,d_{sh\,(2)}} \leq q_{all\,sh} \qquad (6 - 8\ \ kg/cm^2)$$

حيث (B) هو طول العمود + عمق الهامة

i.e. $\quad B = (\ell_c + d)$

$$\text{i.e.} \quad d_{sh\,(2)} = \frac{Q_{max\,sh\,(2)}}{0.87\,(\ell_c + d_{sh\,2})\,d_{sh\,(2)}} \leq q_{s\,all} \quad (6 - 8\ \ kg/cm^2)$$

$$، \quad d_{m\,(2)} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max\,(2)}}{L}} \quad cm$$

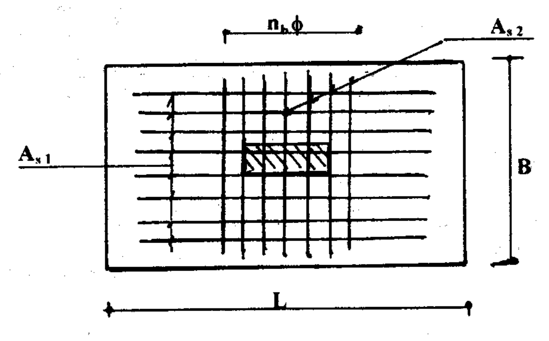
حيث عرض القطاع فى هذه الحالة يعادل طول الهامة (L)

٦- يتم اختيار العمق الأكبر من الأربع أسماك $(d_{sh\,(1)})$ ، $(d_{sh(2)})$ ، $(d_{m\,(1)})$ ، $(d_{m\,(2)})$ وهو الآمن لجميع الحالات لعزوم الانحناء والقوى القاصة وليكن (d_{act}).

٧- يـــتم حساب مساحة الحديد المطلوبة لمقاومة عزوم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى للهامة.

$$\text{i.e.} \quad A_{s\,(1)} = \frac{M_{max\,(1)}}{k_2\,d_{act}} \quad cm^2 / B$$

وعلـــيه يـــتم اختيار عدد الأسياخ $(n_1\ \ \phi)$ على أن يتم توزيعها على العرض (B) كالآتى :



$$، \quad A_{s(2)} = \frac{M_{max(2)}}{k_2 \, d_{act}} \; cm^2 \xrightarrow{choose} (n_2 \, \phi)$$

يـــتم توزيعها بتركيز عدد من الأسياخ يعادل ($n_b \; \phi$) فى طول قيمته يعادل عرض الهامة (B) حيث :

$$n_{b\,\phi} = \left[\frac{2}{S+1}\right] n_2 \, \phi$$

حيـــث $S = L / B$ ، ($n_2 \, \phi$) هـــو العـــدد الكلى لحديد التسليح المطلوب فى الاتجاه الثانوى.

٨- يـــتم الـــتحقق مـــن إجهاد التماسك لحديد التسليح الرئيسى فى الاتجاهين الطولى والعرضى عند القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء وذلك كالآتى :

- يتم حساب القوى القاصة عند القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء (التماسك)

i.e. $Q_{max\,bond\,(1)} = 2\,(P)$

، $Q_{max\,bond\,(2)} = 3\,(P_x)$

- يتم حساب أقصى إجهاد تماسك على القطاعات الحرجة.

$$q_{max\,(1)} = \frac{Q_{max\,bond\,(1)}}{0.87\,\Sigma O_{(1)} \cdot d_{act}} \leq q_{b\,all} \quad (7 - 10 \;\; kg/cm^2)$$

حسب رتبة الخرسانة

$$، \quad q_{max\,(2)} = \frac{Q_{max\,bond\,(2)}}{0.87\,\Sigma O_{(2)} \cdot d_{act}} \leq q_{b\,all} \quad (7 - 10 \;\; kg/cm^2)$$

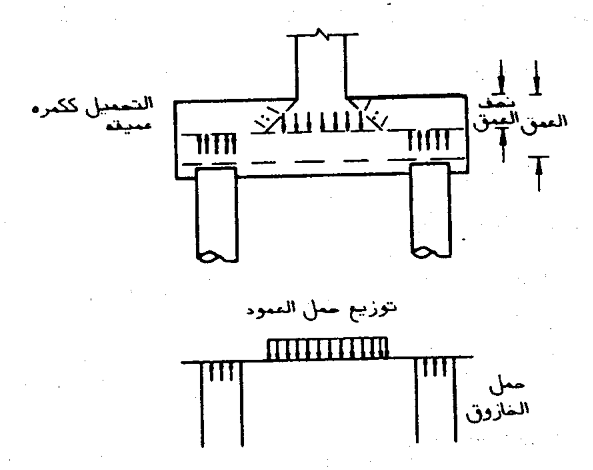
فإذا لم يتحقق هذا الشرط يتم اختيار قطر أقل وإذا لم يتحقق بعد ذلك يجب زيادة الســمك (d_{act}) حتى تصبح جميع الإجهادات الواقعة على القطاعات الحرجة لكل مـــن عـــزوم الانحـــناء والقوى القاصة وقوى التماسك آمنة وأقل من الإجهادات المسموح بها.

ii – <u>طريقة الكمرة الجاسئة *(Rigid Deep Beam Method)*</u>:

<u>مقدمة:</u>

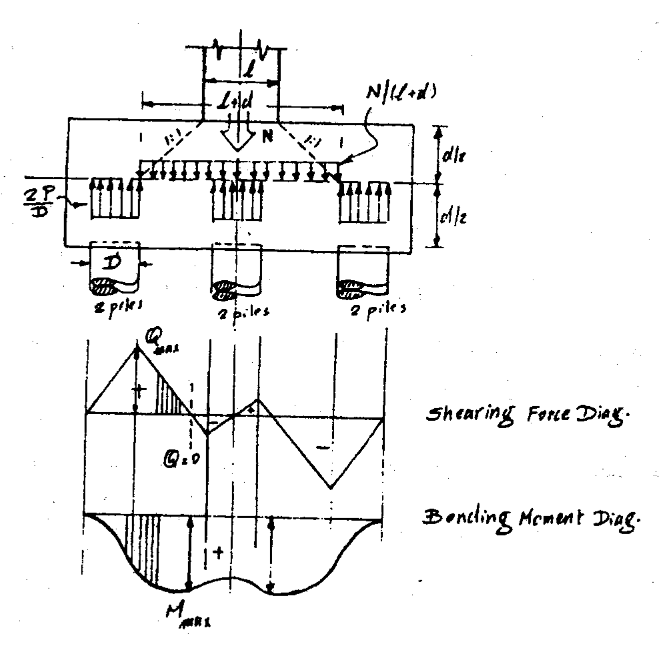
- نظـــراً لزيادة النسبة بين عمق وبحر الوسائد عن (١/٥) الأمر الذى يمكن اعتـــبارها كمـــرة عالـــية الجســـاءة (Rigid beam) وبذلك يكون تصميم الوسائد ككمرات جاسئة محملة بحمل العامود ومرتكزة على الخوازيق.

- هــذا وأفضل ترتيب للخوازيق ليناسب طريقة التصميم هذه هو وضعها فى صــفوف ذات عدد متساوى من الخوازيق فى الصف الواحد مما ينتج عنه وسادة مستطيلة فى المسقط الأفقى.
- فــى هــذه الطريقة يتم توزيع حمل العمود خلال الهامة على طول يساوى طــول العمود (ℓ_c) مضافاً إليه سمك الهامة $(\ell_c + d)$ i.e. وذلك عند عمق يســاوى نصف سمك الهامة $\left(\frac{d}{2}\right)$ أى أن حمل العمود يوزع بميول ١ : ١ حــتى المســتوى الأفقــى عند منتصف العمق الفعال للهامة كما هو مبين بالشكل (١٢-٥٩) ويحسب العمق الفعال فى هذه الحالة من العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب (Punching).

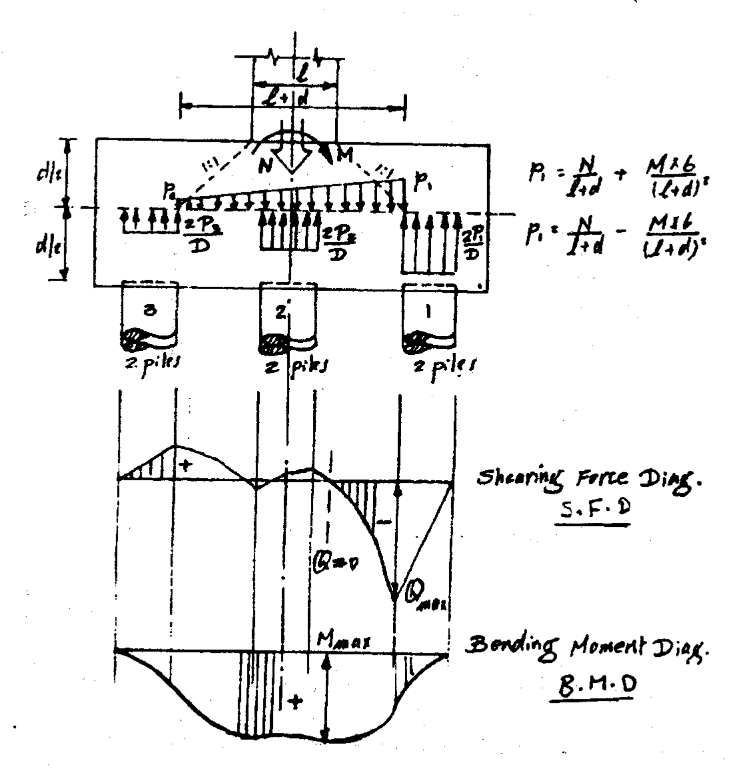


شكل (١٢-٥٩) التحليل العام للهامة ككمرة جاسئة

- ويبيــن الشــكل (١٢-٦٠) ، (١٢-٦١) عمود معرض إلى حمل محورى مركــزى (N) فقــط وآخــر حمل غير مركزى (قوة عمودية (N) + عزم انحناء $(M = N \cdot e)$ وذلك بالنسبة لمركز ثقل الخوازيق وفى الحالة الأولى تكــون الأحمــال الواقعة على الخوازيق منتظمة وفى الحالة الثانية تكون الأحمال الواقعة على الخوازيق غير منتظمة وذلك لأن توزيع حمل العمود فــى الحالــة الأولــى يكون منتظماً وغير منتظم خطى (شبه منحرف) فى الحالة الثانية.

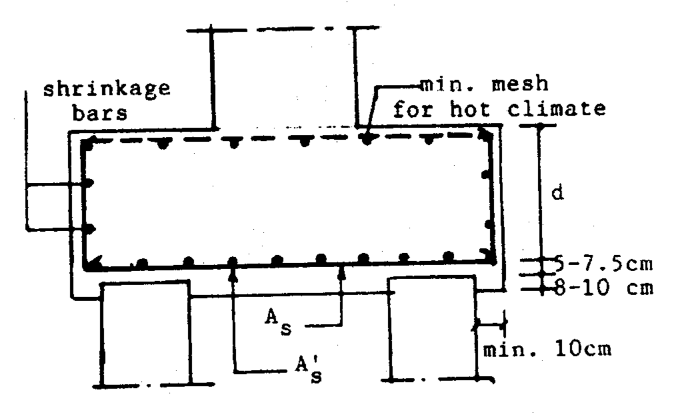


شكل (١٢-٦٠) تحليل الهامة ككمرة جاسئة لوسادة سداسية تحت حمل مركزى



شكل (١٢-٦١) تحليل الهامة ككمرة جاسئة لوسادة سداسية تحت حمل غير مركزى

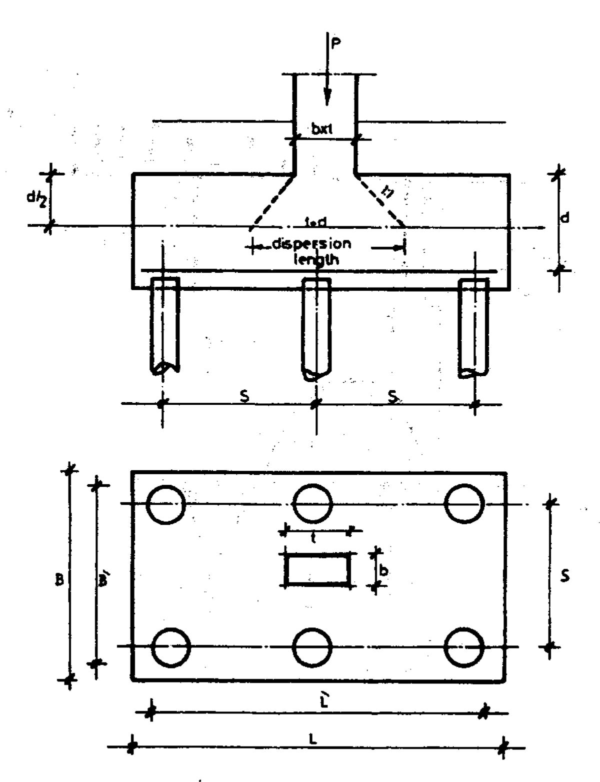
- وبـناء علـى ما سبق يتم نقل حمل الخازوق (بدون توزيع) كحمل موزع علـى عـرض (قطـر) الخازوق عند خط المنتصف لوسادة وبذلك يكتمل توزيع الأحمال المؤثرة على الوسادة ومن ثم يتم منها حساب توزيع قوى القـص وعـزوم الانحـناء مع تحديد أقصى قيمة لعزم الانحناء من واقع القـيمة المـناظرة للقوى القاصة تساوى صفراً وذلك فى الاتجاه الطولى للهامـة. ويكرر نفس الخطوات بالنسبة للاتجاه الآخر للهامة إلا إذا كانت الهامـة مربعة فإن الخطوات تكون واحدة فى الاتجاهين. هذا والهامة ذات الخازوقيـن تصـمم فـى اتجـاه واحد. وحينما يكون خط توزيع الأحمال (Dispersion Line) أكـبر مـن عرض الهامة فإنه يؤخذ بطول عرضها وعلـيه يـتم اختـيار عمق الهامة النهائى من الأعماق اللازمة لمقاومة التثقيب والعزم والقص.
- هـذا ويـتم وضـع حديد التسليح بما يقاوم عزوم الانحناء ويبين الشكل (١٢-٦٢) كروكى لكيفية تسليح الهامة بطريقة الكمرة الجاسئة.



شكل (١٢-٦٢) تسليح الهامة بطريقة الكمرة الجاسئة

خطوات التصميم:

لبـيان خطـوات التصميم يتم اعتبار هامة مستطيلة الشكل ذات مجموعة خوازيـق عددها ستة وتحمل حمل عمود مركزى قدره (P) كما هو مبين بالشكل (١٢-٦٣).



شكل (١٢-٦٣) وسادة مستطيلة سداسية معرضة لحمل مركزى

الخطوات:

١- يتم إيجاد العمق اللازم لمقاومة إجهاد القص الثاقب (d_p).

$$\because \quad q_p = \frac{P}{2(b_c + \ell_c)\, d_p} \le q_{p\,all} \quad (10)\ \text{kg/cm}^2$$

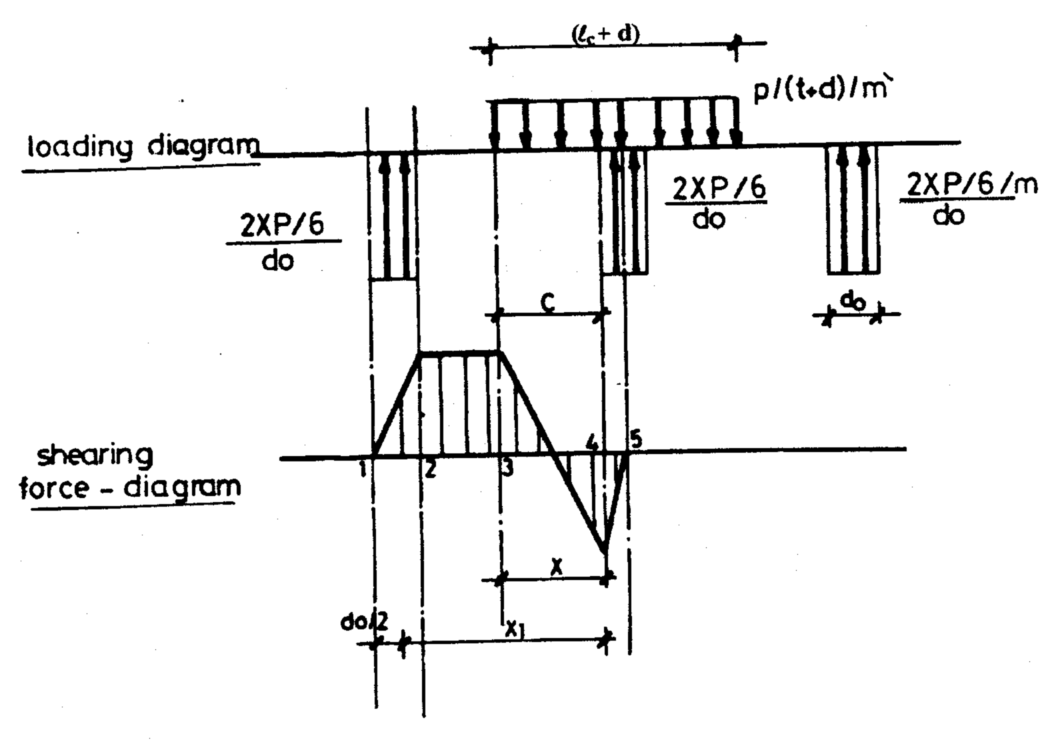
(ℓ_c) ، (b_c) هما طول وعرض قطاع العمود ، (P) حمل العمود المركزى المؤثر على الهامة

$$\therefore \quad d_p = \frac{P(t)}{2(b_c + \ell_c)\times 100} \quad (m)$$

٢- يتم توزيع حمل العمود وذلك فى الاتجاهين الطولى والعرضى للهامة.

❁ بالنسبة للاتجاه الطولى *(1)*:

يبين الشكل (١٢-٦٤) كروكى توزيع الأحمال على الهامة فى الاتجاه الطولى وكذلك منحنى توزيع القوى القاصة وذلك بناء على الأسس السابق الإشارة إليها.



شكل (١٢-٦٤) توزيع القوى الداخلية

- يتم تقدير قيمة أقصى قوة قاصة $Q_{max\,(1)}$ حيث :

القوة القاصة عند النقطة (1) $Q_1 = 0$

القوة القاصة عند النقطة (2) $Q_2 = 2\left(\frac{p}{6}\right)\frac{d_o}{d_o} = \frac{P}{3}$

القوة القاصة عند النقطة (3) $Q_3 = \frac{P}{3} = Q_2$

القوة القاصة عند النقطة (4) $Q_4 = \frac{P}{(\ell_c + d)} \times c - 2\left(\frac{p}{6}\right)\frac{d_o}{d_o}$

القوة القاصة عند النقطة (5) $Q_5 = 0$

وعليه فإن

$$Q_{max\,(1)} = Q_3 = \frac{P}{3}$$

- يـــتم تقدير قيمة أقصى عزم انحناء ($M_{max\ \ (1)}$) حيث أنها تقع عند النقطة التى عندها $Q = 0$ على بُعد مسافة قدرها (x) من وجه الخازوق الأوسط.

$$\therefore \quad 2\left(\frac{P}{6}\right)\frac{d_o}{d_o} = \frac{P}{(\ell_c + d)} \cdot (x)$$

$$\therefore \quad x = \frac{(\ell_c + d)}{3}$$

$$\therefore \quad M_{max\,(1)} = 2\left(\frac{P}{6}\right)\frac{d_o}{d_o} \cdot x_1 - \left(\frac{P}{t+d}\right)\frac{x^2}{2}$$

حيث (x_1) دالة فى (x) ويتم تحديدها من على الرسم بدلالة البُعد (x).

- يـــتم تصميم القطاعات الحرجة لمقاومة كل من عزم الانحناء ($M_{max\ (1)}$) والقوى القاصة ($Q_{max\,(1)}$) حيث :

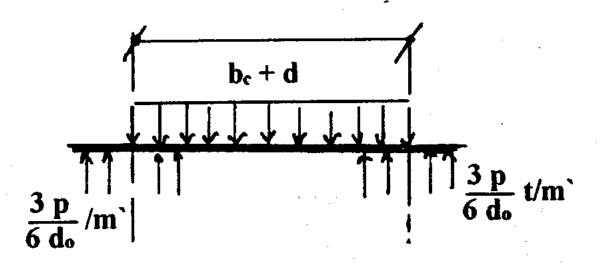
$$d_{m\,(1)} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max\,(1)}}{B`}} \quad (cm)$$

حيـــث (\`B) هـــو المسافة المحصورة بين الأوجه الخارجية للخوازيق فى الاتجاه العمودى (العرضى)

$$d_{sh\,(1)} = \frac{Q_{max\,(1)}}{0.87\,B \cdot q_{sh\,all}} \quad (cm) \qquad q_{sh\,all} = 5 \ \ kg/cm^2$$ ،

❀ <u>بالنسبة للاتجاه العرضى *(2)*:</u>

يبيـــن الشـــكل (١٢-٦٥) كروكى توزيع الأحمال على الهامة فى الاتجاه العرضى وبذلك يمكن رسم منحنى توزيع القوى القاصة وعزم الانحناء.



شكل (١٢-٦٥)

وعلـــيه يمكـــن تقديـــر قيمة ($Q_{max\,(2)}$) ، ($M_{max\,(2)}$) وبالتالى تصميم القطاعات الحرجة لمقاومة كل من هذه القيم كالآتى :

$$d_{m(2)} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max(2)}}{L`}}$$

حيث (`L) هي المسافة المحصورة بين الأوجه الخارجية للخوازيق في الاتجاه العمودي (الطولي).

$$\text{i.e.} \quad d_{sh(2)} = \frac{Q_{max(2)}}{0.87\,L\,.\,q_{sh\,all}}$$

٣- يتم اختيار العمق الأكبر من جميع هذه الأعماق في الاتجاهين وكذلك العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب وليكن (d_{act}).

٤- يتم حساب كميات الحديد اللازمة لمقاومة عزوم الانحناء في الاتجاهين الطولي والعرضي وذلك من المعادلات التالية :

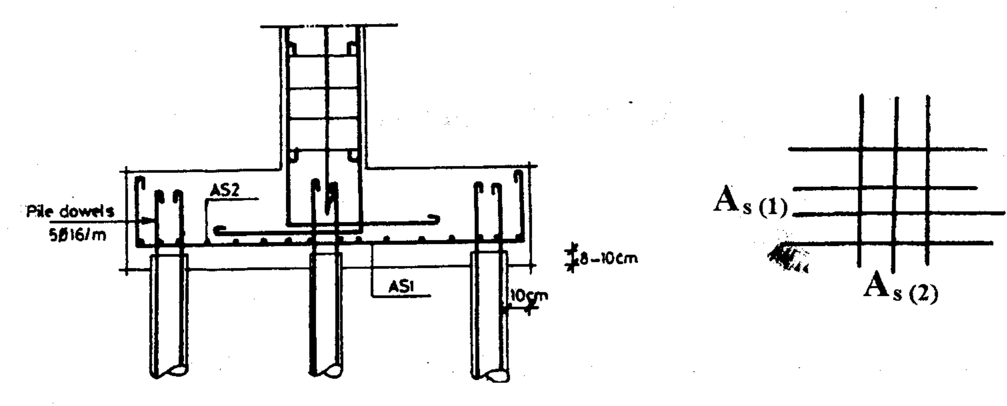
$$d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max(1)}}{B`}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow k_2$$

$$\therefore \quad A_{s(1)} = \frac{M_{max(1)}}{k_2\, d_{act}} \ cm^2 \longrightarrow \text{choose } (n\ \phi)_{(1)}$$

$$، \quad d_{act} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max(2)}}{L`}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow k_2$$

$$\therefore \quad A_{s(2)} = \frac{M_{max(2)}}{k_2\, d_{act}} \ cm^2 \longrightarrow \text{choose } (n\ \phi)_{(2)}$$

٥- يتم توزيع الحديد الرئيسي في الاتجاهين الطولي والعرضي ($A_{s(1)}$) ، ($A_{s(2)}$) كما هو مبين بالكروكيات التالية :

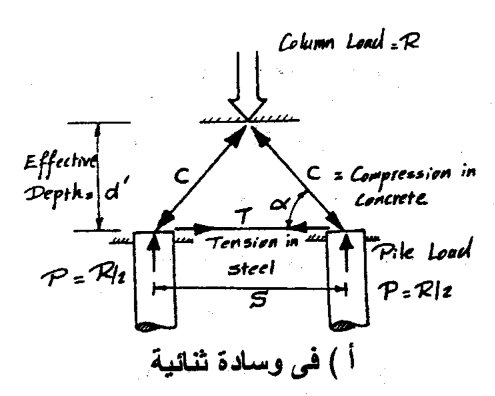


شكل (١٢-٦٦) توزيع الحديد في الهامة ككمرة جاسئة

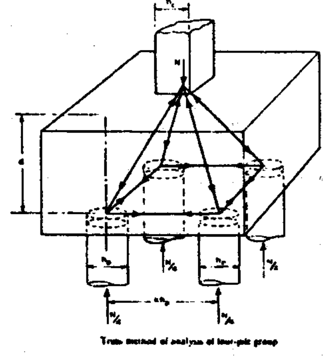
iii- طريقة التحزيم أو الجمالون [Circulage (Truss) Method]:

مقدمة:

- فـــى هذه الطريقة يفترض أن حمل العمود يتم نقله وتوزيعه داخل الهامة بشكل شبكى فراغى (جمالون أو جمالونات) تتشكل داخل الهامة، حيث أن أضلاع هذه الجمالونات تتعرض إلى قوى ضغط تقاوم بالخرسانة بالإضافة إلى قوى شد وهذه يجب مقاومتها بحديد تسليح.
- يبيـــن الشـــكل (١٢-٦٧) تخطـــيطاً لمسار وتوزيع القوى من العمود إلى الخوازيق فى وسادة ثنائية لتبسيط فهم الموضوع حيث يقسم حمل العامود علـــى الخازوقيـــن بواســـطة عضوى ضغط ويلزم لتوازن هذين العضوين ضـــرورة تواجد عضو شد (حديد التسليح) الأفقى السفلى الذى يقوم بربط وتحـــزيم الخوازيق عند رؤوسها لمنع الحركة الأفقية إلى الخارج وبالتالى المحافظـــة علـــى كـــتلة الخرسانة الممثلة للوسادة والتى تنقل الحمل إلى الخوازيـــق كما يبين الشكل (١٢-٦٧) تخطيطاً لمسار وتوزيع القوى من العمود إلى الخوازيق فى وسادة رباعية.



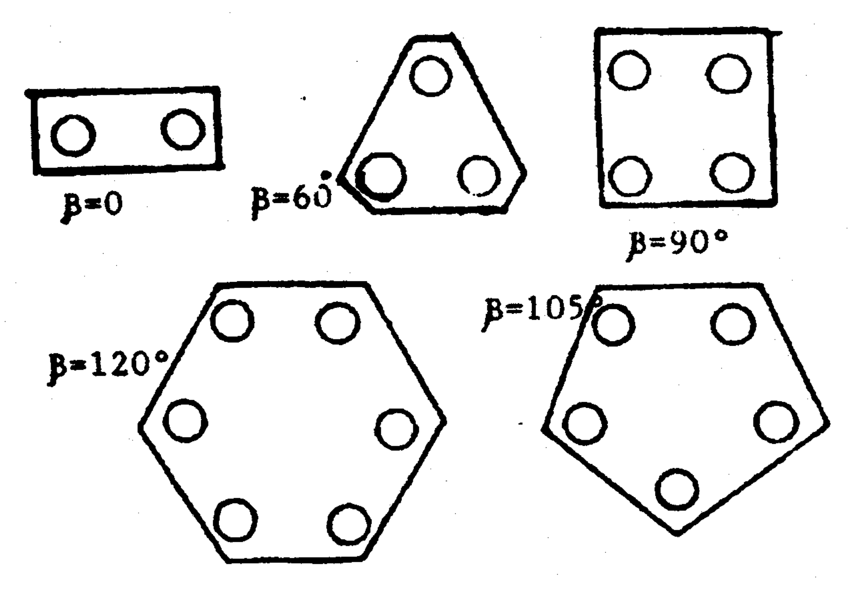
أ) فى وسادة ثنائية



ب) فى وسادة رباعية

شكل (١٢-٦٧) الشكل الشبكى الفراغى فى وسادة

- هـــذا ولعـــدم التداخل فى النظام الشبكى الفراغى المفترض تكونه فى هذه الوســـائد فلا يجوز أن يختلف ترتيب الخوازيق عن ذلك الموضح بالشكل (١٢-٦٨) حيث تكون الخوازيق مرتبة على الحواف مع بُعد متساوى بين مركز الخازوق ومركز العمود.



شكل (١٢-٦٨) أفضل توزيع للخوازيق فى الهامات بطريقة التحزيم

<u>خطوات التصميم:</u>

إن تصميم الوسادة بطريقة التحزيم يتكون من خطوتين رئيسيتين :

i - عمق الوسادة   ii - حديد التحزيم (Circulage steel)

i - <u>بالنسبة لحساب عمق الوسادة:</u>

- يحسب العمق من كل من متطلبات الاختراق (القص الثاقب) ومتطلبات نسبة العمق إلى حجم الوسادة وتربيط هذه النسبة بقيمة الزاوية (α) [ميل الخط الواصل من العمود إلى رأس الخازوق] وتختار قيمة (α) بحيث لا تزيد عن ٦٠° ولا تقل عن ٤٥°.

- يعتبر العمق المناظر لمقاومة القص الثاقب هو المحاولة الأولى لحساب عمق الوسادة (d) ويعتبر الحد الأدنى للوسادة هو ٤٠ مرة قطر تسليح الخوازيق ويمكن استخدام هذا الحد الأدنى ($d_{min} = 40\ \phi$ pile) لحساب عمق الاختراق (d_p) بعد ذلك حيث :

$$d_p = \frac{P}{\Sigma \square \cdot q_{p\,all}}$$

حيث (P) : هو حمل العمود

، ($q_{p\ all}$): إجهاد القص الثاقب المسموح به وهو من ٨ - ١٠ كجم/سم٢

، ($\Sigma \square$) : هو محيط قطاع القص

$$\Sigma \square = 2\ [b_c + \ell_c + 1.33\ d_{min}]\ \text{ or } \cong 2\ [b_c + \ell_c] \qquad \text{.......}\ *\ (12\text{-}33)$$

- هـذا وبصـفة عامـة وكما هو معروف يكون القطاع الخرسانى المتوازن (R.C balanced section) مكـون مـن منطقة ضغط وأخرى منطقة شد (شـروخ) وتكون منطقة الضغط حوالى ثلث السمك مما يجعل زراع العزم الداخلـى (y_{ct}) حوالـى $\left(\frac{8}{9}d\right)$. ونظراً لأن حمل العمود ليس مركزاً تماماً فسـوف يؤثـر على شكل التوزيع العلوى وبالتالى على قيمة الزاوية (α) الموضـحة بالشكل (١٢-٦٩). هذا وقد تم افتراض أن نصيب كل خازوق مـن حمـل العمود يؤثر فى نقطة تقع على عمق $\left(\frac{d}{9}\right)$ من سطح الوسادة وعلى بعد مساوى لربع القطر المكافئ حيث القطر المكافئ هو قطر الدائرة الـتى تكافـئ مسـاحة العمـود كمـا هو مبين بالشكل (١٢-٦٩) وذلك للمجموعة التى تزيد عدد الخوازيق بها عن اثنين.
- هـذا ويمكـن تحديد قيمة الزاوية (α) بمعلومية البعدان (S') ، (d') حيث (S') هـى المسـافة الأفقية بين موضع نصيب الخازوق ومركز الخازوق شكل (١٢-٦٩) ، (d') هو البعد الرأسى لزراع العزم ويساوى $\left(\frac{8}{9}d_p\right)$.

$$\text{i.e.} \quad \tan\ \alpha = \frac{d'}{S'} \qquad \text{............} \quad * \quad (12\text{-}34)$$

وكمـا بيـنا سابقاً فإن الوسادة الجيدة التصميم هى تلك التى تعطى قيمة للزاوية (α) تتراوح ما بين ٤٥° - ٦٠° حيث إذا كانت (α) أقل من ٤٥° فإن حديد التسليح الـلازم للـتحزيم يكون كبيراً وإن زادت عن ٦٠° صارت الوسادة ضخمة ومكلفة بدون الحاجة لذلك مما يجعلها غير اقتصادية.

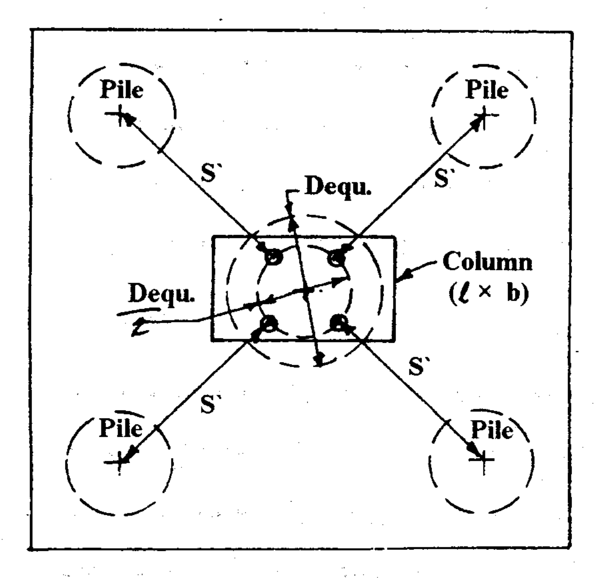
ℓ ℄
R
Column
Pile Cup
d/9 R/2 R/2
h d d`
Pile Reinft
C
S` α
T
T = P / tan α
8cm
P= R/2 P= R/2
Pile Pile
S

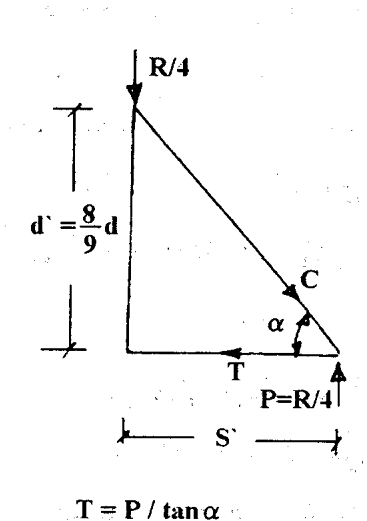
$S` = \frac{1}{2}[S-\ell/2]$

$d` = 8/9\ d$

$h = d + 8\ cm$

(a) Tow - Pile Cap.





S` = to be determined graphically.

(b) Four - Pile Cap.

شكل (١٢-٦٩) كيفية حساب وتقدير قيمة الزاوية (α)

ii– بالنسبة لحديد تسليح التحزيم (A_s) (Circulage Steel):

يتم حساب حديد تسليح التحزيم من قوة الشد (T) ولكن القيمة المستخدمة لحساب (A_s) يجب تعديلها لكون حديد التحزيم يُلف حول الخوازيق وعليه فإن جزءاً من القيمة (T) هو الذى يحسب منه حديد التحزيم وذلك طبقاً لقيمة الزاوية (β) بين أضلاع الوسادة حيث تتراوح قيمة الزاوية (β) بين صفراً للوسادة الثنائية ، ١٢٠ْ للوسادة السداسية ويبين الشكل (١٢-٧٣) تحليلاً للقوة (T) إلى مركبتين حول الخازوق كما يبين القوة (T_s) التى تحسب منها قيمة (A_s) وذلك طبقاً للخطوات التالية :

i – يتم اختيار كيفية ترتيب وتوزيع الخوازيق طبقاً لعددها وحسب الشكل (١٢-٦٨).

ii – يتم اختيار قيمة الزاوية (β) حسب عدد الخوازيق وذلك من الجدول التالى (١٢-١٨).

جدول (١٢-١٨) قيمة الزاوية (β) للوسائد المختلفة

No. of piles عدد الخوازيق	2	3	4	5	6	7
قيمة الزاوية (B)ْ	0	60	90	108	120	128.5
قيمة الزاوية $\left(\frac{B}{2}\right)$	0	30	45	54	60	64.25
قيمة الزاوية cos (B/2)	1	0.866	0.707	0.588	0.5	0.433

iii– يتم حساب قيمة الزاوية (α) من المعادلة :

$$\tan \alpha = \frac{d`}{S`} \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}34)$$

حيث (d`) يعادل $\left(\frac{8}{9} d_p\right)$ ، (S`) أنظر الشكل (١٢-٧٠).

iv – يتم حساب قيمة القوة (T) من المعادلة :

$$T = P / \tan \alpha \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}35)$$

حيث (P) هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد

V – يتم حساب قيمة قوة الشد الموجودة فى حديد التسليح التحزيم (T_s).

$$T_s = \frac{T}{2\cos(B/2)} = \frac{P}{2\tan\alpha\cos(B/2)} = CP \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}36)$$

حيث (C) ثابت يتم إيجاده من الجدول (١٢-١٩)

جدول (١٢-١٩) قيمة الثابت (C)

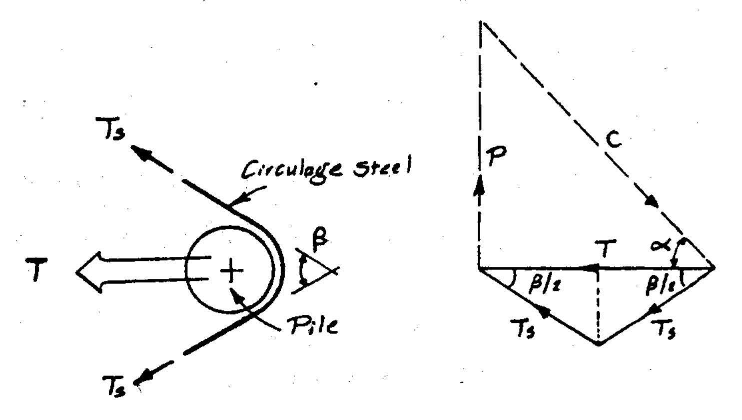
عدد الخوازيق فى الهامة		٢	٣	٤	٥	٦	٧
الثابت (C)	$\alpha = 45^{\circ}$	٠,٥	٠,٥٧٥	٠,٧١	٠,٨٥٣	١,٠٠	١,١٦
	$\alpha = 60^{\circ}$	٠,٢٩	٠,٣٣٣	٠,٤١	٠,٤٩٥	٠,٥٨	٠,٦٧٥

VI - يتم حساب مساحة حديد التسليح اللازم للتحزيم (A_s).

$$A_s = \frac{T_s}{f_s} \ (cm^2) \qquad \text{..........} \quad * \quad (12\text{-}37)$$

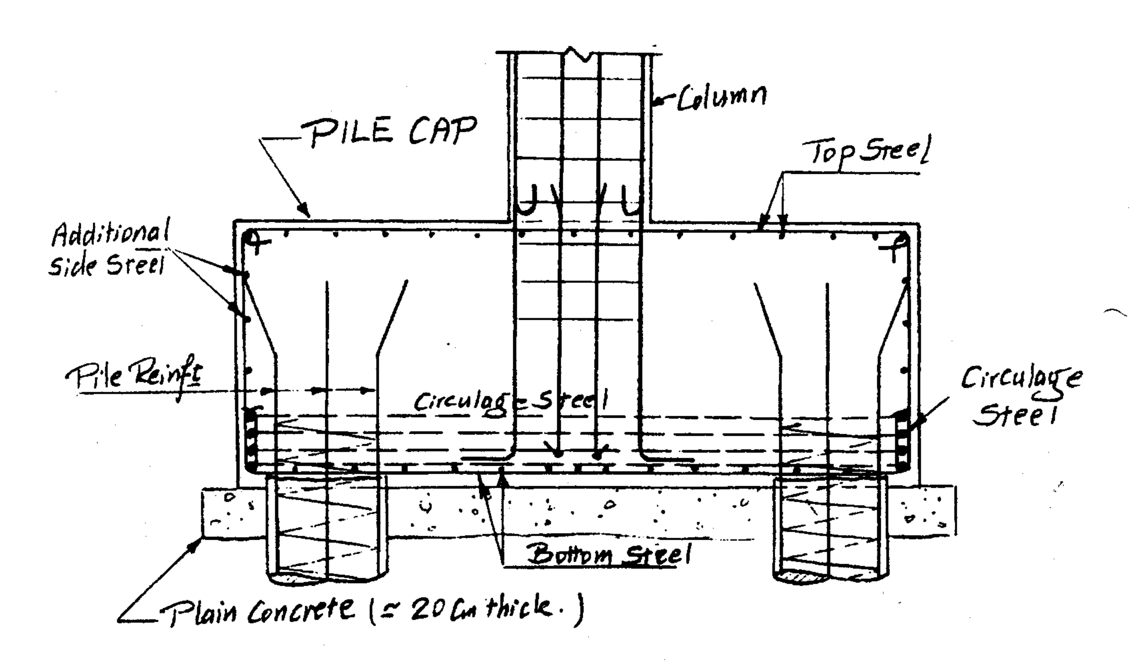
يتم اختيار عدد الأسياخ مع وضع حديد التسليح اللازم للتحزيم فى صفوف رأسية بعدد لا يزيد عن أربعة أسياخ فى الصف الواحد على ألا يزيد عدد الصفوف أيضاً عن اثنين ويكون وضع الحديد قرب رأس الخازوق فى أسفل الوسادة لضمان اكتمال شرط تكون الشبكى الفراغى المفترض لسريان القوى الداخلية مع العمود إلى الخوازيق.

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه يجب أن يزود باقى سمك الهامة بعدد من الأسياخ على كامل السمك يقدر بثلث قيمة حديد تسليح التحزيم $\left(\frac{A_s}{3}\right)$ يوزع على المحيط (موازى لحديد التحزيم) وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة من سريان القوى إلى الخوازيق خلال مسارها عبر الوسادة.



شكل (١٢-٧٠) كيفية تحديد قوة الشد لحديد التحزيم (T_s)

- هذا ويوضح الشكل (١٢-٧١) قطاعاً فى وسادة مصممة بطريقة التحزيم حيــث حديد التحزيم ممثل هنا بأربعة أسياخ سميكة والحديد الموازى تقدر مســاحته بثلــث مساحة حديد تسليح التحزيم الموضح، هذا بالإضافة إلى حديــد أفقى فى صورة شبكة مساحة الحديد فى الاتجاه الواحد تقدر بقيمة ٠,١٥% مــن مساحة الخرسانة. هذا ويجب التنويه إلى أهمية وضرورة مد حديد الخازوق داخل الوسادة لضمان تثبيته بها مع فتحه إلى أعلى.



شكل (١٢-٧١) كيفية ونموذج تسليح وسادة بطريقة التحزيم

- هــذا ويبيــن الجدول (١٢-٢٠) بعض البيانات المعطاة بواسطة المرحوم أ.د/ هــلال لســنة ١٩٧٤ لــزوم تصميم بعض الهامات باستخدام طريقة التحزيم.

جدول (١٢-٢٠) بيانات تصميمية خاصة بتصميم الهامات بطريقة التحزيم

الحمل الواقع على الهامة (tons)	عدد الخوازيق	قطر الخازوق (cm)	الحمل الواقع على الخازوق الواحد (tons)	المسافة بين الخوازيق (S) cms	العمق الكلى للهامة (t) cms	حديد تسليح التحزيم (A_s) cm^2 صلب طرى	حديد تسليح التحزيم (A_s) cm^2 صلب عالى المقاومة
30	2 piles	25	15	75	50	10.7	7.5
40		30	20	90	60	14.3	10.0
50		35	25	100	65	21.4	15.0
80		40	40	110	70	29.0	20.0
100		45	50	120	75	35.0	25.0
45	3 piles	25	15	75	55	6.3	4.4
60		30	20	90	65	8.4	5.9
90		35	30	100	70	12.8	8.9
120		40	40	110	75	16.7	11.7
150		45	50	120	80	20.8	14.5
60	4 piles	25	15	75	65	7.6	5.8
80		30	20	90	75	10.3	7.2
120		35	30	100	85	15.3	10.7
160		40	40	110	90	20.7	14.5
200		45	50	120	95	25.0	18.2
75	5 piles	25	15	75	80	9.0	6.3
100		30	20	90	90	12.1	8.5
150		35	30	100	100	18.0	12.6
200		40	40	110	110	24.0	16.8
250		45	50	120	120	29.4	20.6
90	6 piles	25	15	75	90	10.7	7.5
120		30	20	90	105	14.3	10.0
180		35	30	100	115	21.4	15.0
240		40	40	110	125	29.0	20.2
300		45	50	120	135	35.7	25.0
105	7 piles	25	15	75	90	10.7	7.5
140		30	20	90	105	14.5	10.0
210		35	30	100	115	21.4	15.0
280		40	40	110	125	29.0	20.2
350		45	50	120	135	35.7	25.0

١٢-١٨-٣ الوسادة الكابولية *(Cantilever Cap)*:

- إن عمود الجار الذى يشيد ملاصقاً لحد الملكية غالباً ما يسبب انحرافاً بسبب عدم التمكن من دق الخوازيق ملاصقة للجار (أقل بعد من خط الملكية يمكن دق الخوازيق عليه يتراوح بين نصف متر إلى واحد متر) وللتغلب على هذا الانحراف فإن وسادة الجار يجب ربطها بالوسادة الداخلية بواسطة كابولى صلب

(Rigid cantilever) لتكون ما يسمى بالوسادة الكابولية وتصمم الوسادة الكابولية طبقاً للخطوات التالية : شكل (١٢-٧٢).

١- يتم حساب وتحديد مركز ثقل القوتين (P_1) ، (P_2) حيث المحصلة $N = P_1 + P_2$.

٢- يتم حساب وتحديد مركز ثقل الخوازيق.

٣- يتم حساب مقدار اللامركزية (e) وهى المسافة بين موضع مركزى ثقل المحصلة والخوازيق.

٤- يتم تصميم الهامة الخارجية وذلك كالآتى :

- يتم حساب الواقع على الخازوق الخارجى (V_1).

$$V_1 = \frac{N}{n} + \frac{(N.e)x}{\Sigma n x^2}$$

- يتم رسم منحنى الحمل ومنحنى توزيع كل من القوى القاصة وعزم الانحناء.

- يتم تحديد الأعماق اللازمة لمقاومة كل من عزم الانحناء والقوى القاصة والقص الثاقب.

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B`}}$$

$$، \quad d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 . B . q_{sh\,all}}$$

$$، \quad d_p = \frac{P_1}{(2\ell_c + b_c) \times q_{p\,all}}$$

حيث (ℓ_c) ، (b_c) هما طول وعرض قطاع عمود الركن

ويؤخذ العمق الأكبر من هذه الأعماق (d_{act}) وعليه يمكن إيجاد مساحة حديد التسليح النسبى لهذه الهامة.

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}}$$

٥- يتم تصميم الهامة الداخلية طبقاً لما سبق شرحه حيث أنها معرضة إلى حمل محورى قدره (P_2).

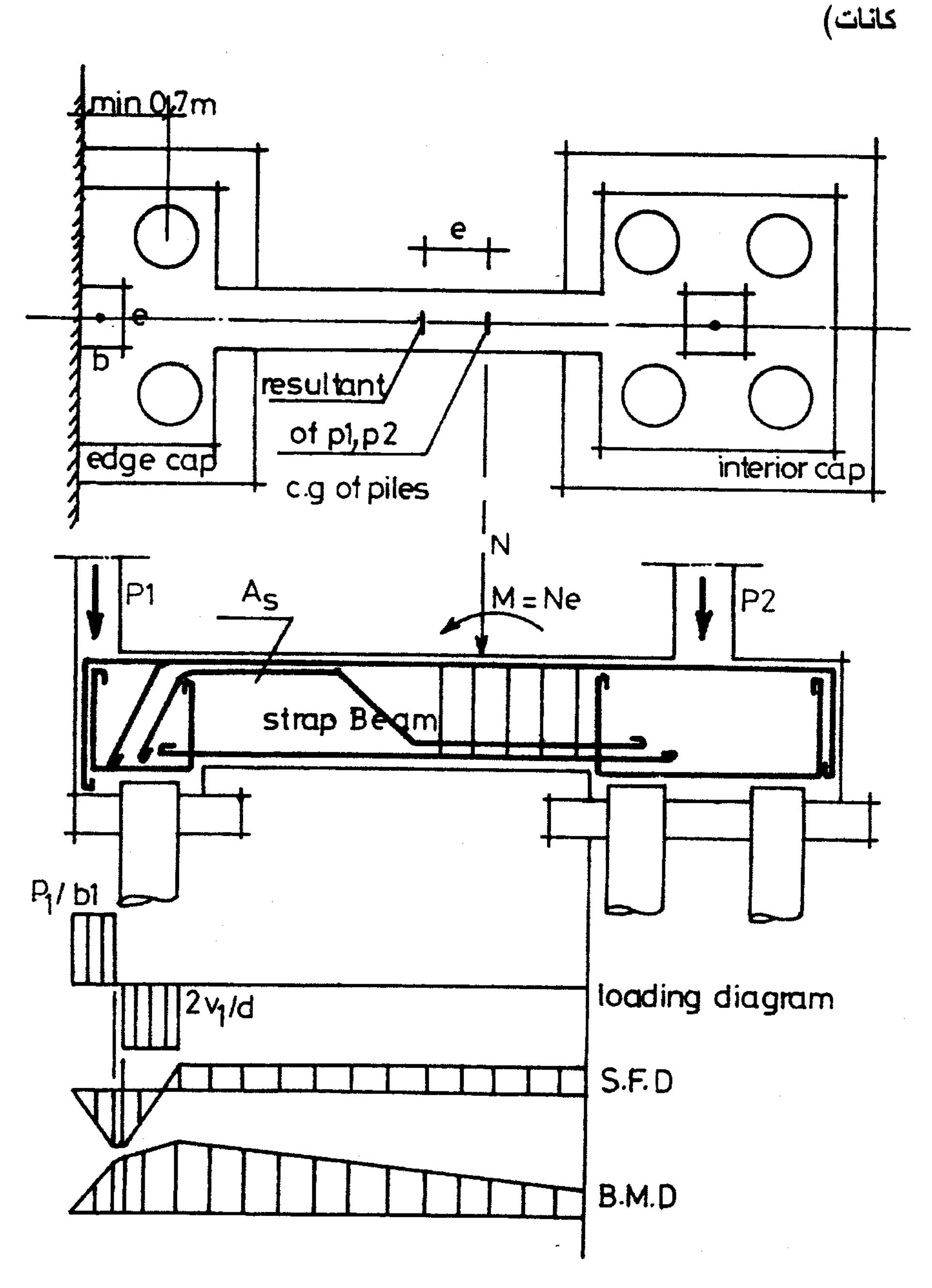
٦- يتم تصميم الاستراب (strap).

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \qquad b = 50\text{ cm}$$

$$، \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d}$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{0.87\, b\, d} \le q_{sh\,all}\ (8\ kg/cm^2)$$ ،

وإذا مـــا زادت عـــن ٨,٠٠ كجم/سم٢ يستخدم حديد شد قطرى (حديد مكسح مع كانات)



شكل (١٢-٧٢) كيفية تصميم والقوى الداخلية وحديد التسليح فى الوسادة الكابولية

١٢-١٨-٤ الهامات المشتركة وهامات اللبشة:

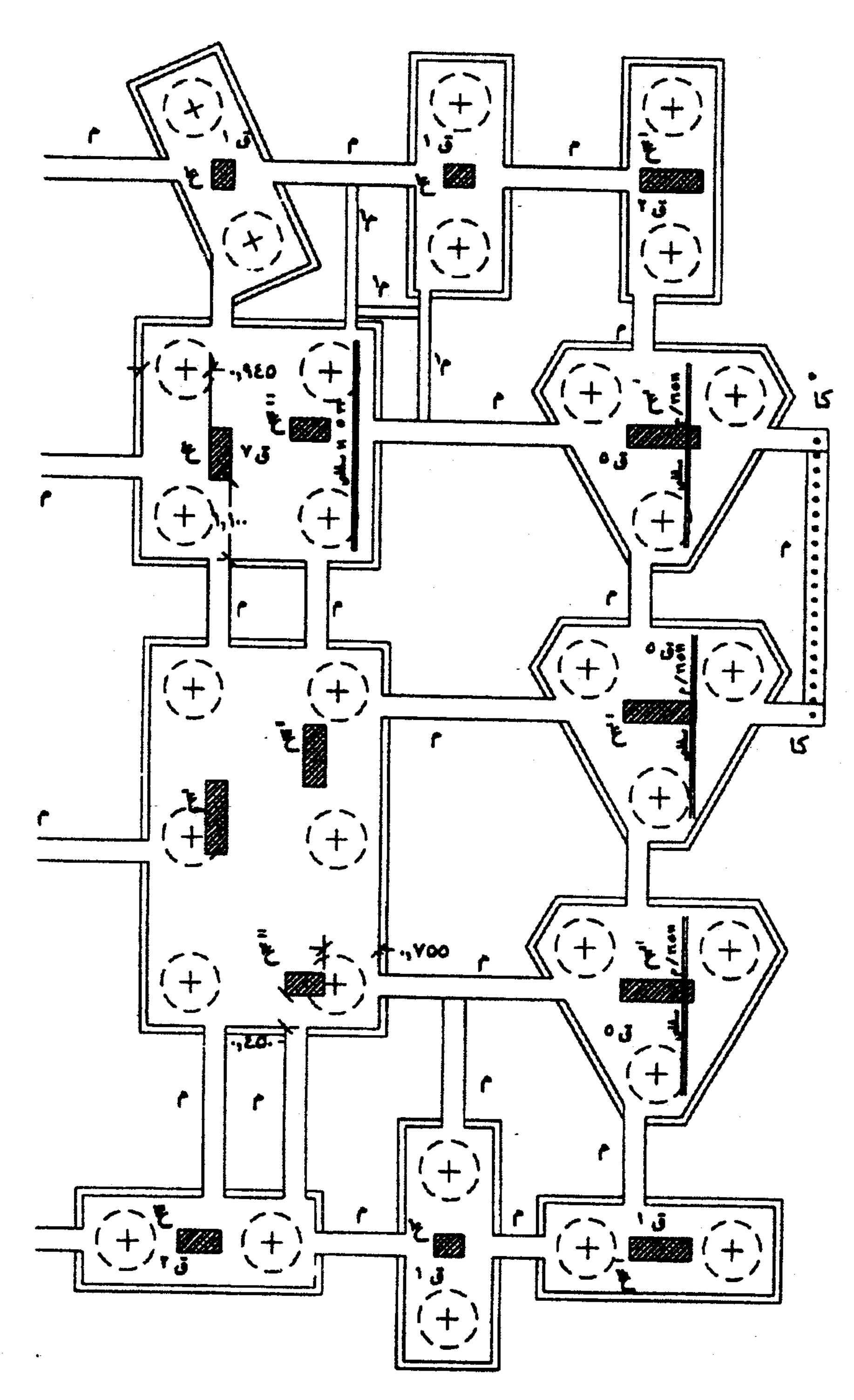
Combined Caps & Raft Caps:

- حينما تتقارب أو تتداخل هامات الخوازيق المنفصلة فإنه يمكن تنفيذ هامة واحدة لعمودين أو أكثر على صف واحد والتى تعرف فى هذه الحالة بالهامة المشتركة والتى يتم تصميمها باتباع خطوات تصميم القواعد المشتركة (Combined Footing) وذلك باعتبار أحمال الخوازيق مركزة أو موزعة حسب عددها.
- هذا ويمكن تنفيذ هامة واحد لأكثر من عمودين على صفوف تسمى هامة لبشة وتصمم بنفس طريقة وخطوات أساسات اللبشة مع أخذ أحمال الخوازيق أسفلها مركزة أو موزعة حسب عددها.

١٢-١٨-٥ سملات الهامات:

Semells for Caps:

- حينما يتم التأسيس على هامات مفردة أو مشتركة فإنه يستلزم ضرورة ربط هذه الهامات بسملات تنفذ غالباً فى نفس منسوب الهامات (شدادات رابطة) وتكون هذه السملات أسفل منسوب سطح الأرض بقيمة لا تقل عن ٢٠ سم فى المبانى السكنية والإدارية ولا تقل عن ١٠٠ سم فى المصانع.
- يتم تنفيذ السملات أيضاً لحمل الحوائط ونقل الأحمال منها إلى الهامات.
- يتم تصميم السملات على أنها بسيطة الارتكاز تحت حملها الذاتى أو حمل الحوائط التى فوقها لإيجاد أقصى عزم انحناء يتولد فيها وتسلح على أساس أنها كمرات مستمرة تسلح بحديد علوى مساو للحديد السفلى (أو نصفه على الأقل).
- هذا ويجب ضرورة ربط الهامات بهذه السملات فى الاتجاهين العرضى والطولى وكما هو مبين بالشكل (١٢-٧٣).



شكل (١٢-٧٣) الهامات المشتركة واللبشة وسملاتها

١٢-١٨-٦ بعض الاعتبارات والمبادئ العامة والتى يجب مراعاتها عند تصميم الأساسات الخازوقية:

للحصول على أساس خازوقى فعال واقتصادى يجب توفير المبادئ والاحتياطات والاشتراطات التالية :

١- يجب اختيار أطوال الخوازيق لتحقق أقصى قدرة ارتكاز. فى حالة تواجد طبقة ضعيفة أسفل منسوب الإرتكاز فيجب ألا يقل العمق بين نهايات الخوازيق والسطح العلوى لتلك الطبقة عن ثلاثة أمتار، ويجب أن تكون قدرة التحمل للارتكاز المسموح بها أعلى أو تساوى لإجهاد الارتكاز.

٢- يجب ضرورة مد الخازوق لعمق قدره ثلاثة أمتار قطر الخازوق فى طبقة الارتكاز.

٣- يجب إهمال قدرة تحمل التربة الملامسة للوسادة عند حساب قدرة تحمل مجموعة الخوازيق.

٤- فى حالة تواجد طبقات غير متصلبة (unconsolidated) تحت الوسادة ومحيطة بالخوازيق قد تسبب سحب للخوازيق بسبب الاحتكاك السلبى وعلى ذلك فيجب حساب هذا التأثير كحمل إضافى على الخوازيق.

٥- يجب تجنب استخدام خوازيق احتكاك يقل طولها عن عرض الأساس (مثل استخدام خوازيق احتكاك قصيرة نسبياً لتثبيت لبشة ما).

٦- يجب أن يوائم تقسيط الخوازيق (Pile spacing) بين الاعتبارات العملية لأقل تقسيط والاعتبارات التصميمية لقدرة تحمل المجموعة بالمقارنة مع قدرة تحمل الخوازيق المنفردة وأخيراً مع اقتصاديات الوسادة لمجموعة الخوازيق.

٧- فى حالة سماح أحوال وخواص التربة بالموقع فإنه يفضل استخدام عدد أقل من الخوازيق الطويلة عن عدد أكبر من الخوازيق القصيرة وهذا أيضاً من الناحية الاقتصادية أكثر توفيراً لصغر حجم الوسادة من ناحية مع إمكانية اختيار تقسيط أكبر وذلك لتيسير عملية دق الخوازيق.

١٢-١٨-٧ أمثلة محلولة على الخوازيق:

مثال (١):

المطلـــوب تصـــميم خازوق خرسانى مسلح سابق التجهيز يتحمل ضغطاً تشغيلياً قـــدره ٦٠,٠٠ طـــن الخازوق طوله ١٥,٠٠ متر وغير معرض للانبعاج فى التربة - الخرسانة رتبة C 200 والحديد صلب طرى رتبة ٣٥/٢٤.

الحل:

يتم تصميم الخازوق باعتباره عموداً قصير قبل الدق.

$$\because \quad P = A_{co}\, f_{co}\, [1 + n\, \mu]$$

$$= A_c\, f_{co} + 0.44\, f_y\, A_s$$

وحسب رتبة الحديد $f_y = 2800\ kg/cm^2$ ، وحسب رتبة الخرسانة $f_{co} = 50\ kg/cm^2$

وبفرض قطاع الخازوق مربع $b \times b$

وبفرض نسبة حديد التسليح $\mu\,\% = \dfrac{A_s}{A_c} \times 100 = 2\,\%$

$$\therefore \quad 60 \times 10^3 = b^2 \times 50 + 0.44 \times 2800 \times \frac{2}{100} \times b^2$$

$$= b^2\, [50 + 24.64]$$

$$\longrightarrow b^2 = 669.9\ cm^2 \quad \longrightarrow \quad b = 28.35\ \ cm$$

وبإضافة سمك الغطاء الخرسانى

take Pile 40 × 40 cm

$$\therefore \quad A_s = \frac{2}{100} \times 40 \times 40 = 32\ \ cm^2 \quad \longrightarrow \quad 12\, \phi\, 19\ \ mm$$

$\therefore$ الحديد الطولى للخازوق هو ١٢ ϕ ١٩ مم

التحقق من الإجهادات المتولدة فى الخازوق نتيجة للمناولة والرفع:

وزن الخازوق = ٠,٤ × ٠,٤ × ١,٠٠ × ٢,٥ = ٠,٣٧٥ ≅ ٠,٤ طن/مَ

بالنسبة للمناولة:

يتم كما هو بالشكل حيث أقصى عزم انحناء متولد هو ٢,٢٥ طن.م

∵ القطاع معروف ٤٠ × ٤٠ سم والحديد

موزع على كامل المحيط بالتساوى

∴ $\alpha = 1.0$

0.4 t/m`

$\frac{\ell}{5}$ $\frac{3}{5}\ell$ $\frac{\ell}{5}$

3.0 9.0 3.0

1.8 t m

2.25 m.t B.M.D

∵ $d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$

∴ حسب رتبة الخرسانة تؤخذ

$k_1 = 0.193$ ، $k_2 = 1215$

∴ $d = 0.193\sqrt{\frac{2.25 \times 10^5}{40}} = 14\ \text{cm}$

< 36 cm (o.k) safe

، $A_s = \frac{2.25 \times 10^5}{1215 \times 36} = 5.14\ \text{cm}^2 = 2\phi 19$ (o.k) safe

وهـــى كمـــية الحديـــد الموجودة على ضلع من الأضلاع بفرض أن الحديد موزع بالتساوى على كامل المحيط.

بالنسبة للرفع:

يكون كما هو مبين بالشكل

$M_{max} = \frac{w\ell^2}{18} = \frac{0.4 \times (15)^2}{18} = 5.0\ \text{m.t}$

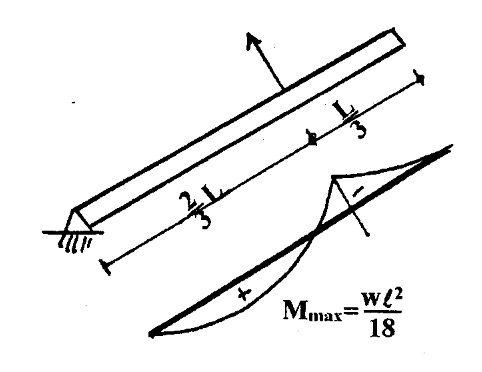
∴ $d = 0.193\sqrt{\frac{5 \times 10^5}{40}} = 21.6\ \text{cm}$

< 40 cm (o.k) safe

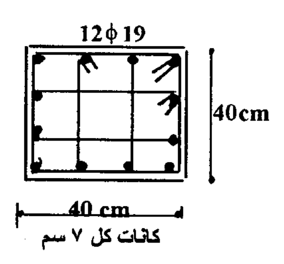
، $A_s = \frac{5 \times 10^5}{1215 \times 36} = 11.43\ \text{cm}^2$

$= \underline{4\phi 19}$

o.k safe



∴ يؤخذ الحديد ٤ ϕ ١٩ من كل جانب وكما هو موضح بالقطاع التالى



بالنسبة للكانات:

يجب تكثيف الكانات فى كل من الجزء العلوى والسفلى للخازوق بارتفاع ١,٢٥٠ متر وذلك بأخذ حجمها يعادل ٠,٦ % من حجم الخرسانة.

وبفرض أن الكانات هى كما هو مبين وقطرها ٦ مم/مَ

∴ حجم طبقة واحدة من الكانات = طولها × مساحة مقطع الكانة = ٨ أفرع × ٣٢ سم طول × ٠,٢٨٣ = ٧٢,٣٥ سم٣

، حجم الخرسانة = مساحة القطاع الخرسانى × ١,٠٠ متر

= ٤٠ × ٤٠ × ١٠٠ = ١٦ × ١٠^٤ سم٣

∴ عدد الطبقات / مَ = $\frac{٠,٦}{١٠٠}$ × حجم الخرسانة/حجم الطبقة الواحدة

= $\frac{٠,٦}{١٠٠} \times \frac{١٦ \times ١٠^{٤}}{٧٢,٣٥}$ = ١٣,٢٦ صف

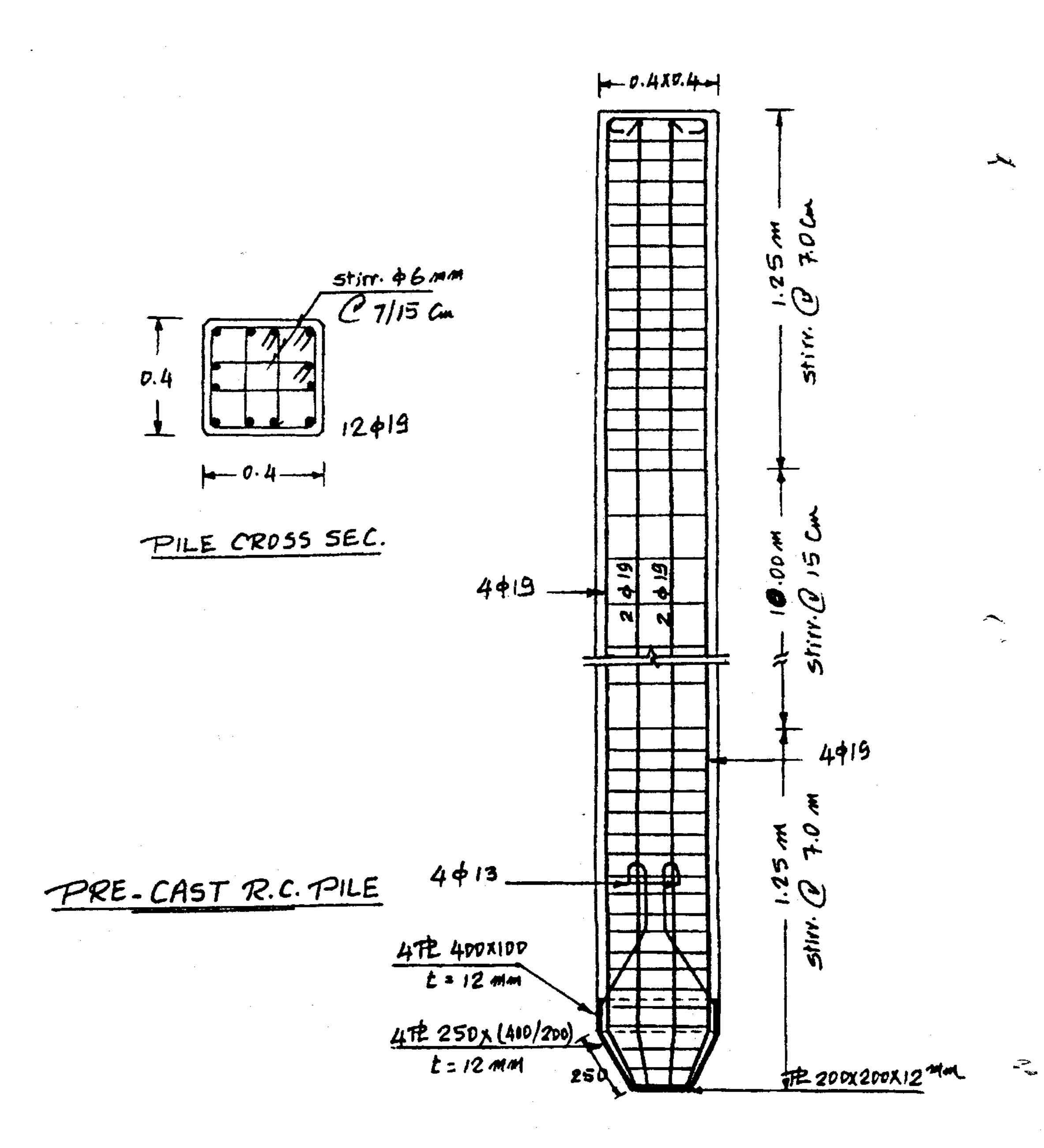
∴ تقسيط الكانات يؤخذ = $\frac{١٠٠}{١٣,٢٦}$ = ٧,٥٤ سم يؤخذ ٧ سم

أى أن الكانات فى الجزء العلوى والسفلى (١,٢٥ م) من الخازوق تؤخذ ٦ φ مم كل ٧ سم وبثمانية أفرع كما هو مبين.

أمـــا بالنسبة للجزء الأوسط وهو بطول ١٢,٠٠ متر فتؤخذ الكانات بحجم ٠,٢٥ % مـــن حجـــم الخرسانة أى بتقسيط يساوى $\frac{٠,٦}{٠,٢٥}$ × ٧,٠٠ = ١٦,٨ سم أى تؤخذ كل ١٥,٠٠ سم وكما هو مبين بالشكل (١٢-٧٧).

ملحوظة:

تم عمل كعب من الصلب للخازوق فى أسفله مكون من مجموعة ألواح من الصلب بالأشكال والأبعاد المبينة بالشكل (١٢-٧٤).



شكل (١٢-٧٤) الخازوق فى المثال رقم (١)

مثال رقم (٢):

أثناء دق الخوازيق سابقة التجهيز المعطاة بالمثال رقم (١) السابق كان الامتناع المتوسط للدقات العشر الأخيرة هو ٦ مم وكانت المطرقة المستخدمة بخارية وزنها ٣,٠٠ طن وسقوطها ١٨ بوصة. المطلوب حساب قدرة تحمل الخازوق باستخدام الصيغة الديناميكية لهايلى مع فرض (E) للخرسانة = ٢٠٠ طن/سم٢.

الحل:

معادلة هايلى هى :

$$R_u = \frac{W . h . \eta}{S + \frac{C}{2}}$$

حيث (W) = وزن المطرقة بالكيلو جرام = ٣٠٠٠ كجم

، (h) = الارتفاع المؤثر لسقوط المطرقة بالملليمتر= ١٨ × ٢٥,٤ = ٤٥٧,٢ مم

، (η) = كفاءة الدق وهو معامل يتوقف على نسبة $\frac{\text{وزن الخازوق}}{\text{وزن المطرقة}}$ ومعامل الارتداد (e)

∵ $\frac{\text{وزن الخازوق}}{\text{وزن المطرقة}} = \frac{١٥ \times ٠,٤}{٣,٠٠} = ٠,٢٠ = \frac{P}{W}$

، (e) = معامل الارتداد يتوقف على نوع الخازوق ونوع رأس الخازوق أثناء الدق وبفرض أن الدق مباشرة على الخازوق باستخدام وسادة فقط والمطرقة بخارية ثنائية التشغيل إذن من الجدول ( ) ⟵ e = 0.5 ومن قيمة (e)، النسبة $\left(\frac{P}{W}\right)$ = ٠,٢

∴ قيمة (η) = ٠,٧٥ (من المنحنى والشكل رقم).

، (S) = مقدار الاختراق للخازوق لكل دقة بالملليمتر = ٦ / ١٠ = ٠,٦ مم

، (C) = مجموع الإنضغاط المؤقت $(C_c + C_p + C_q)$ بالملليمتر

حيث (C_c) = مقدار الانضغاط المؤقت للوسادة وهو يتوقف على جهد الدق $\frac{W}{A_{rea}}$ ونوع الخازوق خشبى أو خرسانى ، (C_p) مقدار الانضغاط المؤقت للخازوق (مم) ، (C_q) مقدار الانضغاط المؤقت للتربة وهذه القيم يتم إيجادها من الأشكال (١٢-٢١) ، (١٢-٢٢) ، (١٢-٢٧) حسب قيمة جهد الدق $\frac{W}{A_{rea}}$

∴ C_c = ١,٢٥ مم ، C_p = ٠,٤ سم ، C_q = ٠,٥ سم

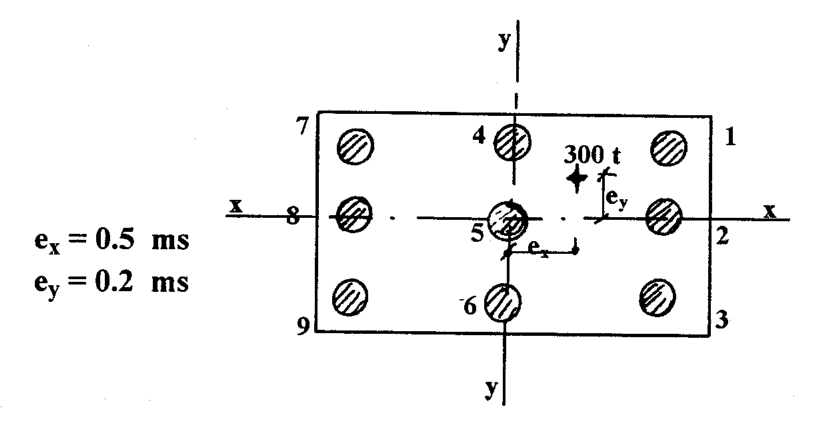
$$\therefore \quad C = C_c + C_p + C_q = 1.25 + 4.0 + 5.0 = 10.25 \text{ ms}$$

$$\therefore \quad R_u = \frac{3000 \times 457.2 \times 0.75}{0.6 + \frac{10.25}{2}} = 94811 \text{ kg} = 94.8 \text{ t}$$

مثال رقم (٣):

لمجموعــة خوازيق مكونة من تسعة خوازيق ذات تقسيط ١,٢٠ م فى الاتجاهين ويؤثر عليها حمل غير مركزى من عامود قدره ٣٠٠ طن بانحراف فى اتجاه محور (x) يعــادل ٠,٥ م وفــى اتجــاه محــور (y) = ٠,٢٠ متر وكما هو مبين بالشكل التالى.

المطلوب حساب قيمة الحمل الواقع على كل خازوق على حدة - شكل (١٢-٧٥)



شكل (١٢-٧٥)

الحل:

يتم فرض أن الأحمال المنقولة من العمود إلى الخوازيق تنقل وتتناسب مع بُعدها عن مركز ثقل المجموعة وعليه فإن :

$$R_i = P_{vi} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{I_y} . x_i \pm \frac{M_x}{I_x} . y_i$$

$V = 300$ t

$M_y = V . e_x = 300 \times 0.5 = 150$ m.t

$M_x = V . e_y = 300 \times 0.2 = 60$ m.t

وعليه فإنه يمكن جدولة النتائج كالآتى :

$$\frac{V}{n} = \frac{300}{9} = 33.3 \text{ (t)}$$

$I_y = I_x =$ عدد ستة خوازيق × مربع البعد $= 6 \times (1.2)^2 = 8.64\ m^4$

$\frac{M_y}{I_y} = \frac{150}{8.64} = 17.36\ t/m^3 \quad , \quad \frac{M_x}{I_x} = \frac{60}{8.64} = 6.94\ t/m^3$

رقم الخازوق (i)	$\frac{V}{n}$	x_i ms	y_i (ms)	$\frac{M_y}{I_y} \cdot y_i$	$\frac{M_x}{I_x} \cdot y_i$	$R_i = P_{vi}$
1	33.3	+ 1.2	+ 1.2	20.82	8.328	64.45
2	33.3	+ 1.2	0	20.82	0	54.13
3	33.3	+ 1.2	- 1.2	20.82	- 8.328	45.79
4	33.3	0	+ 1.2	0	+ 8.328	41.63
5	33.3	0	0	0	0	33.30
6	33.3	0	- 1.2	0	- 8.328	24.97
7	33.3	- 1.2	+ 1.2	- 20.82	+ 8.328	20.81
8	33.3	- 1.2	0	- 20.82	0	12.48
9	33.3	- 1.2	- 1.2	- 20.82	- 8.328	4.15
						$\Sigma = 300\ t$

مثال رقم (٤):

المطلــوب تصميم وسادة (هامة) خرسانية مسلحة لخمسة خوازيق موزعة على شــكل خماسى بتقسيط قدره ١,١٠ متر بين محاور الخوازيق مع العلم بأن حمل العمود المــنقول إلى الهامة يعادل ٢٥٠ طن وقطاع العمود ٥٥ × ٥٥ سم وبتسليح ١٦ ϕ ٢٢ مم وأن قطر الخازوق هو ٤٠ سم وتسليحه ٦ ϕ ١٦ مم.

الحل:

يتم تصميم الوسادة بطريقة التحزيم وعليه يتم التصميم باتباع الآتى :

ا - *بالنسبة لعمق الوسادة:*

العمــق المناســب ليفى لمتطلبات كل من القص الثاقب للعمود ومتطلبات نســبة العمــق إلــى حجم الوسادة أو بقيمة الزاوية (α) [ميل الخط الواصل من العمود إلى رأس الخازوق] وأقل عمق للوسادة.

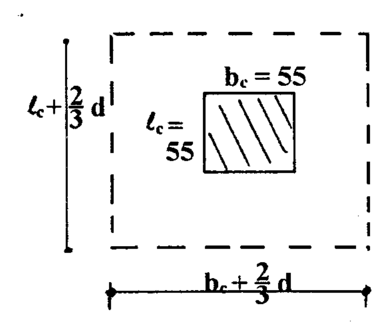
- الحد الأدنى لعمق الوسادة = ٤٠ مرة قطر تسليح الخازوق

= ٤٠ × ١,٦ = ٦٤ سم

- العمق المطلوب لمقاومة القص الثاقب للعمود $d_p = \frac{P_{col.}}{\Sigma \square q_{b\,all}}$

$$\Sigma \square = 2\,[b_c + \ell_c + 1.33\,d_p]$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{25000}{2\,[55 + 55 + 1.33\,d_p] \times 10}$$

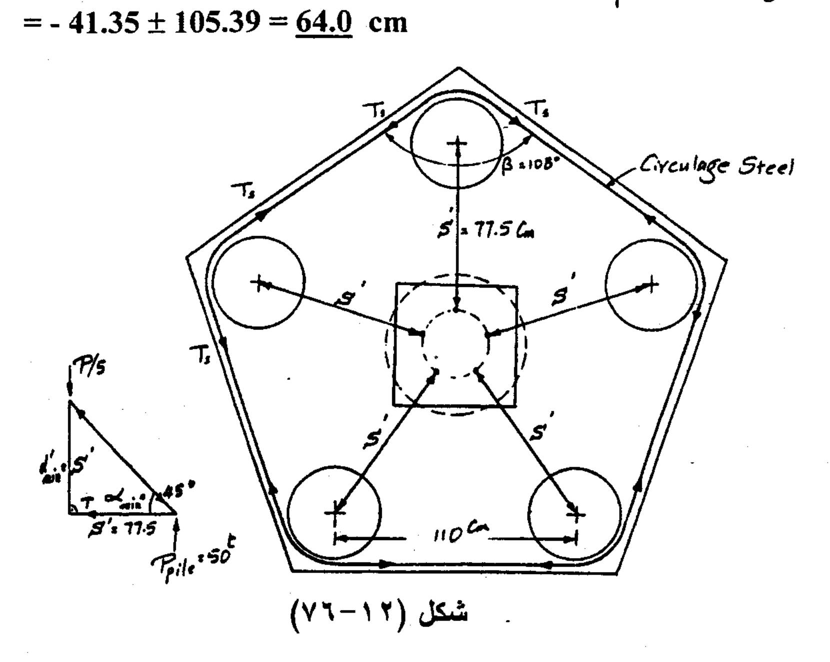


$$\therefore \quad 12500 = 110\,d_p + 1.33\,d_p^2$$

$$\therefore \quad d_p^2 = 82.7\,d_p - 9398 = 0$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{-82.7}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(82.7)^2 + 4 \times 9398}$$

$$= -41.35 \pm 105.39 = \underline{64.0} \;\; cm$$



شكل (١٢-٧٦)

- بالإشـــارة إلـــى الشـــكل السابق شكل (١٢-٧٦) فإنه بفرض (α) = ٤٥° والـــتوزيع السابق للخوازيق فإن البعد (S\`) على الأفقى من الرسم يعادل S\` = 77.5 cm.

وعليه فإن :

$$\because \quad d_{min} = \frac{9}{8}\,d`_{min} = \frac{9}{8}\,S`$$

$$= \frac{9}{8} \times 77.5 = \underline{87.2} \;\; cm$$

وعلـــيه يؤخـــذ أكبر عمق من الأعماق الثلاثة السابقة وهى ٦٤ سم ، ٦٤ سم ، ٨٧,٢ سم ولنفرض مثلاً أنه أخذ ١,٠٠ متر.

٢- *بالنسبة لحديد تسليح التحزيم:*

∵ قوة الشد الموجودة فى حديد التسليح اللازم للتحزيم (T_s) يعادل :

$$T_s = \frac{T}{2\cos(B/2)} = \frac{P}{2\tan\alpha\cos B/2} = C\,P \qquad *$$

حيث (P) : هو الحمل الواقع على الخازوق الواحد ٥٠ طن ، (B) هى قيمة الزاوية المبينة بالرسم وهى تتوقف على عدد الخوازيق ($n = 5 \longrightarrow B = 108°$) ، ($C$) ثابت يتوقف على قيمة كل من الزاوية (α) ، عدد الخوازيق فى الهامة حيث من الجدول (١٢-١٩) فإن :

$$C = 0.853$$

$$\therefore \quad T_s = 0.853 \times 50 = 42.65\ (t)$$

وعليه فإن مساحة حديد تسليح التحزيم (A_s) تساوى :

$$A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{42.65}{2.000} = 21.325\ \text{cm}^2 = 3\,\phi\,30\ \text{mm}$$

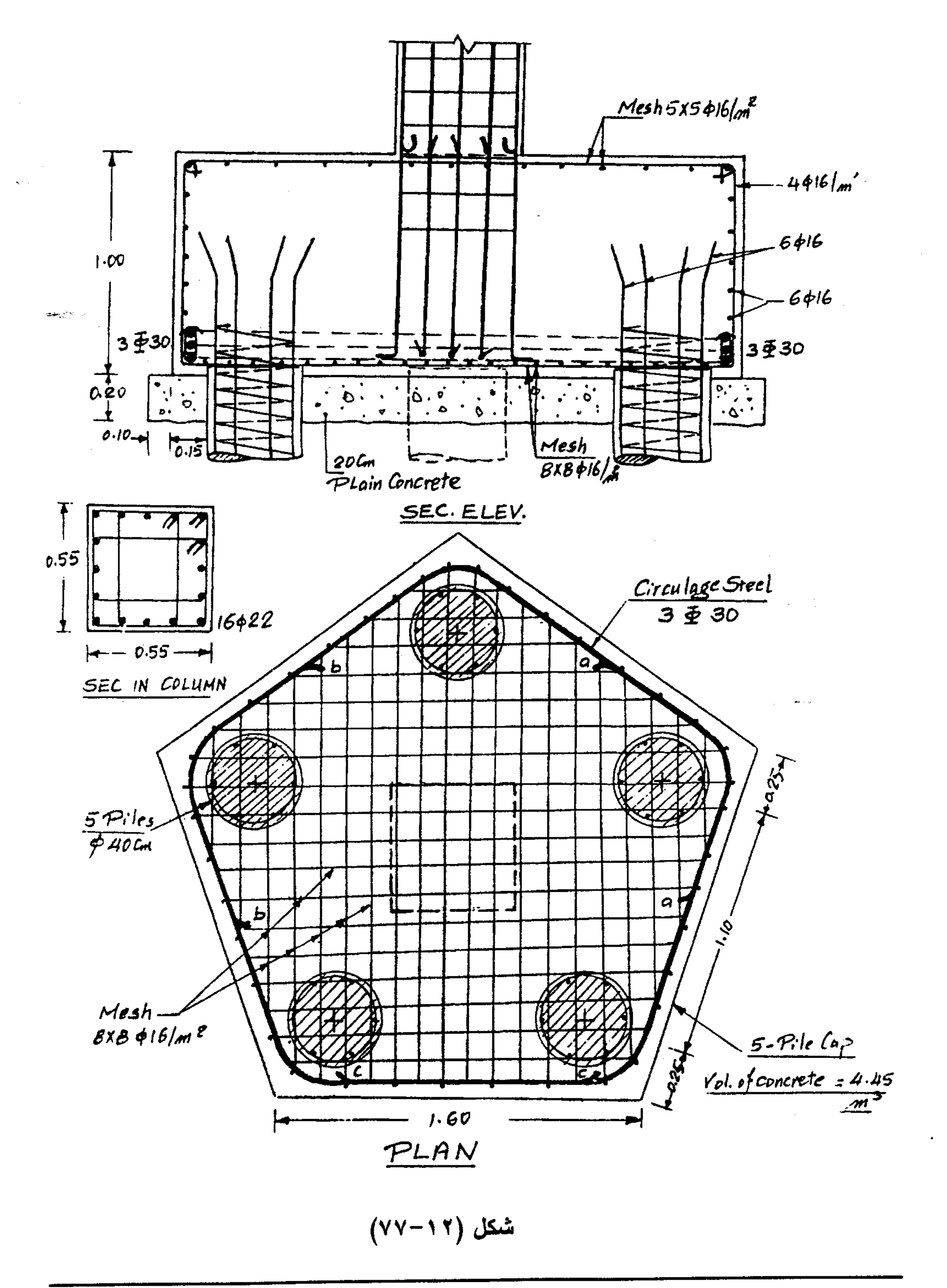
وذلك باختيار حديد تسليح عالى المقاومة جهده المسموح به $f_s = 2.0\ t/cm^2$.

- هذا ويجب تزويد باقى سمك الهامة بعدد من الأسياخ على كامل السمك يقدر بثلث قيمة حديد التحزيم $\left(\frac{As}{3}\right)$ يوزع على المحيط (موازى لحديد التحزيم) وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة من سريان القوى إلى الخوازيق خلال مسارها عبر الوسادة.

$$\therefore \quad A_{s\,add} = \frac{21.325}{2} = 10.66\ \text{cm}^2 \longrightarrow 6\,\phi\,16\ \text{mm}$$

- كما يتم وضع حديد أفقى فى صورة شبكة من الحديد تقدر مساحتها بـ ١٥% من مساحة الخرسانة وذلك على جوانب الهامة أى بقيمة قدرها ١٥,٠٠ سم٢/مَ بواقع ٨ ϕ ١٦ /مَ أى أربعة أسياخ (٤ ϕ ١٦/مَ) لكل متر على كل جانب. هذا مع وضع حديد تسليح علوى قدره ٠,١% من مساحة الخرسانة وهى تعادل ١٠ سم٢/مَ بواقع ٥ ϕ ١٦ /مَ فى كل اتجاه.

- كيفية ترتيب ووضع حديد التسليح - أنظر الشكل (١٢-٧٧).


Mesh 5x5 ϕ16/m²
4ϕ16/m'
6ϕ16
6ϕ16
3 Φ30
3 Φ30
1.00
0.20
0.10
0.15
20Cm
Plain Concrete
Mesh
8x8 ϕ16/m
SEC. ELEV.
0.55
16ϕ22
0.55
SEC IN COLUMN
Circulage Steel
3 Φ 30
5 Piles
ϕ 40Cm
Mesh
8x8 ϕ16/m²
0.25
1.10
0.25
5-Pile Cap
Vol. of concrete = 4.45 m³
1.60
PLAN

شكل (١٢-٧٧)

مثال رقم (٥):

المطلوب تصميم وسادة ثنائية الخوازيق لعامود يحمل حملاً قدره ١٠٠ طن وذلك باستخدام طريقة التحزيم مرة وطريقة الكمرة الصلبة مرة أخرى - إذا عُلم أن الخوازيق قطـرها ٤٠ سـم وتسـليحها ٦ ϕ ١٦ مم وأن المسافة بين الخوازيق هى ١,١٠ متر والعامود قطاعه ٤٠ × ٤٠ سم وبتسليح ٨ ϕ ١٦ مم.

الحل:

i - *باستخدام طريقة التحزيم:*

- أقل عمق لحديد تسليح الخازوق = ٤٠ مرة قطر حديد تسليح الخازوق = ٤٠ × ١,٦ = ٦٤ سم
- العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب للعمود

$$d_p = \frac{P_{col}}{\Sigma \square q_{b\,all}}$$

$$\Sigma \square = 2\,[b_c + \ell_c + 1.33\,d_p]$$

$$= 2\,[40 + 40 + 1.33\,d_p]$$

$$= 160 + 2\,d_p\ (cm)$$

$b_c = 40$, $\ell_c = 40cm$, $\ell_c + \frac{2}{3}d$, $b_c + \frac{2}{3}d$

$$\therefore \quad d_p = \frac{100000}{[160 + 2.66\,d_p] \times 10}$$

$$\therefore \quad 10000 = 160\,d_p + 2.66\,d_p^2$$

$$\therefore \quad d_p^2 + 68.67\,d_p - 3759 = 0$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{-68.67}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(68.67)^2 + 4 \times 3759} = -34.33 + 70.27 = \underline{35.94}\ cm$$

، العمق اللازم لتوزيع الخوازيق

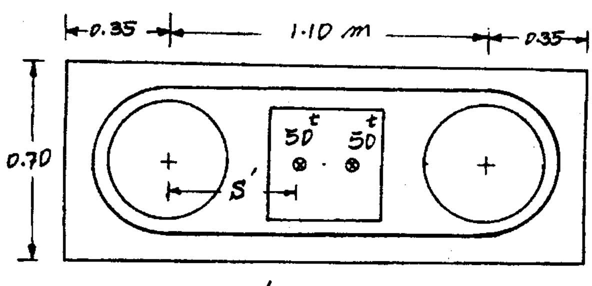
$$S` = \frac{1}{2}\left[S - \frac{\ell_c}{2}\right]$$

$$= \frac{1}{2}\left(110 - \frac{40}{2}\right) = 45\ cm$$

وطـبقاً للكـروكى الـتالى بفرض أن حافة الهامة على بُعد ١٥ سم من جوانب الخوازيق

∴ طول الهامة يصبح $[S + \phi_{pile} + 30\ cm]$ أى ١١٠+٤٠+٣٠ = ١٧٠ سم

، عرض الهامة يصبح [ϕ_{pile} + 30 cm] أى ٤٠ + ٣٠ = ٧٠ سم



فـــى هـــذه الحالـــة إمـــا يتم إيجاد العمق اللازم للهامة بحيث الزاوية (α) تكون محصورة بين ٤٥°، ٦٠° أو يتم فرض العمق الخاص بالهامة ويتم التحقق من أن الـــزاوية (α) تنحصر بين ٤٥، ٦٠° وعليه فإنه بفرض عمق الهامة يعادل ٨٠ سم.

$\therefore \quad d = 80 - 10\ cm = 70\ cm$

، $\quad d` = \frac{8}{9} d = \frac{8}{9} \times 70 = \frac{560}{9} = 62.2\ \ cm$

$\therefore \quad \tan\ \alpha = \frac{d`}{S`} = \frac{62.2}{45} = 1.382 \longrightarrow \alpha = 54.1^{\circ} < 60^{\circ}\ \ (o.k)$

أى أن الغرض (h = 80 cm) لعمق الهامة آمن.

وعليه يتم إيجاد حديد التسليح كالآتى :

$\because \quad T = \frac{P_{pile}}{\tan \alpha} = \frac{50}{1.382} = 36.2\ \ tan$

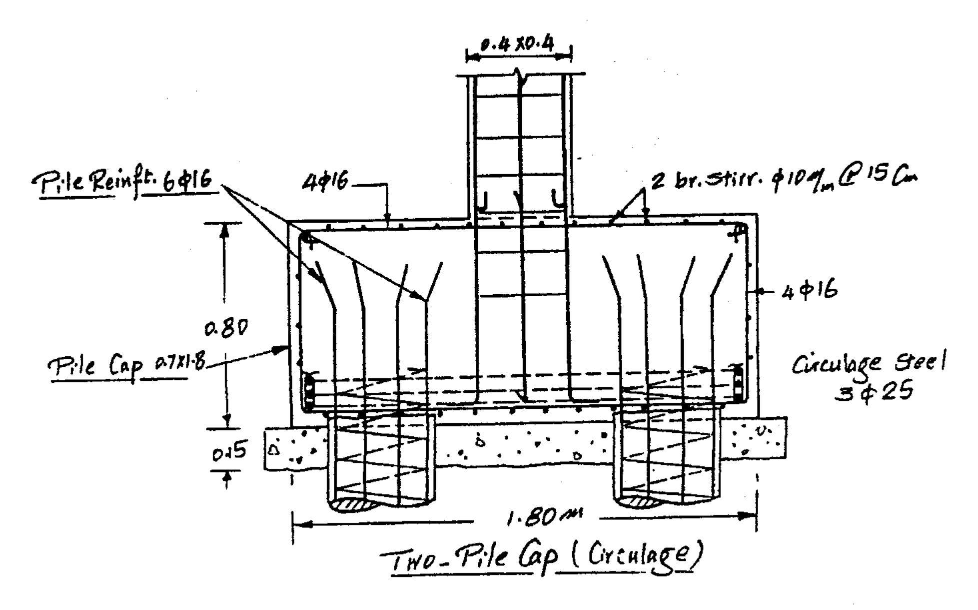
، $\because \quad T_s = \frac{T}{2 \cos B/2}\ \ (t)$

وحيث أن $\quad n = 2 \quad$ إذن $\quad B/2 = 0 \quad$ ، $\quad \cos \frac{B}{2} = 1$

$\therefore \quad T_s = \frac{36.2}{2 \times 1} = 18.1\ \ (t)$

، $\quad A_s = \frac{18.1}{f_s} = \frac{18.1}{1.4} = 12.93\ \ cm^2 \longrightarrow 3\ \phi\ 25$

ويبيـــن الشـــكل (١٢-٧٨) التالى كروكى لوضع حديد التسليح الرئيسى والحديد الجانبى باستخدام هذا النظام من التسليح.



شكل (١٢-٧٨) تسليح هامة خازوقين باستخدام طريقة التحزيم

ii - ***باستخدام طريقة الكمرة الجاسئة:***

- بفرض الشكل (١٢-٧٩) التالى يتم توزيع الأحمال وذلك على الخط المار بمنتصف ارتفاع الهامة حيث توزيع حمل العمود يعادل $= \frac{\text{حمل العمود}}{\text{الطول الموزع عليه}} = \frac{\text{١٠٠,٠٠ طن}}{(\ell_c + d)}$ وتوزيع حمل الخازوق =

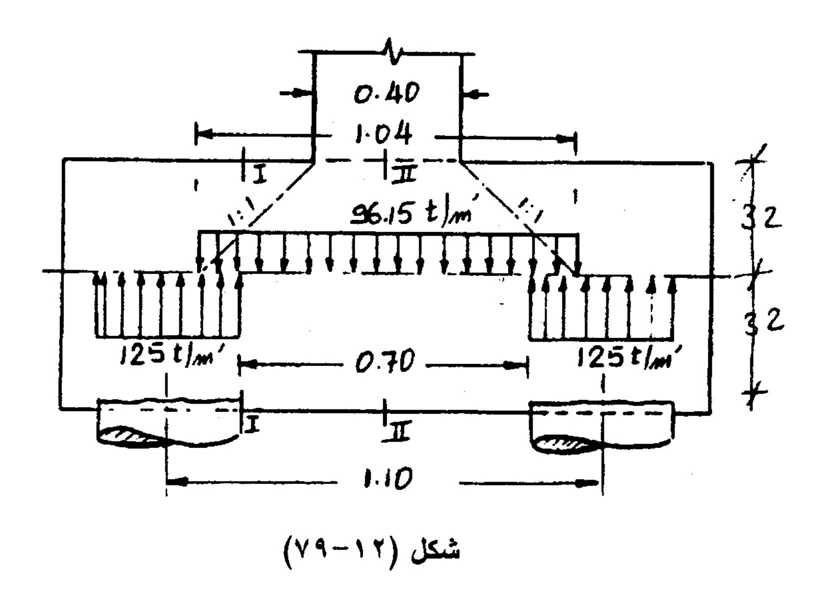
$$\frac{\text{حمل الخازوق}}{\text{قطر الخازوق}} = \frac{\text{٥٠ طن}}{\text{٠,٤٠}} = \text{١٢٥ طن/مَ}$$

حيث (d) هو عمق الهامة وهو يعادل ٤٠ مرة قطر حديد تسليح الخازوق = ٤٠ × ١,٦ = ٦٤ سم وعليه يتم أخذ عمق الهامة يعادل ٧٠ سم فرضاً إذن توزيع حمل العامود يعادل $\frac{\text{١٠٠}}{\text{٠,٦٤ + ٠,٤ (عرض العمود)}} = \frac{\text{١٠٠}}{\text{١,٠٤}} = \text{٩٦,١٥ طن/مَ}$

وباعتبار الهامة كمرة معرضة إلى هذه الأحمال الموزعة وبالأطوال المبينة فإنه يمكن حساب أقصى عزوم انحناء وأقصى قوى قاصة لهذه الكمرة

∴ أقصى عزم انحناء عند المنتصف والقطاع (II-II) يعادل :

$$\therefore \quad M_{max} = 50 \times 0.55 - 50 \times \frac{1.04}{4} = 14.5 \text{ m.t}$$



شكل (١٢-٧٩)

، أقصى قوة قاصة عند القطاع (I-I) على وجه الخازوق

$\therefore \quad Q_{max} = 50 - 0.17 \times 96.15 = 33.65 \ \ t$

$\therefore \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$

حيث (b) هو عرض الهامة الفعال وهو يساوى قطر الخازوق + الغطاء الخرسانى = ٤٠ + ٢ × ١٠ = ٦٠ سم

$\therefore \quad d_m = 0.28 \sqrt{\frac{14.5 \times 10^5}{60}} = 43.5 \ \ cm$

، $\quad d_{sh} = \frac{33.65 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 5} = 128.9 \ \ cm$ >>> too big

وهذا العمق كبير أكثر من اللازم وعليه يتم استخدام العمق المفروض وهو ٧٠ سم.

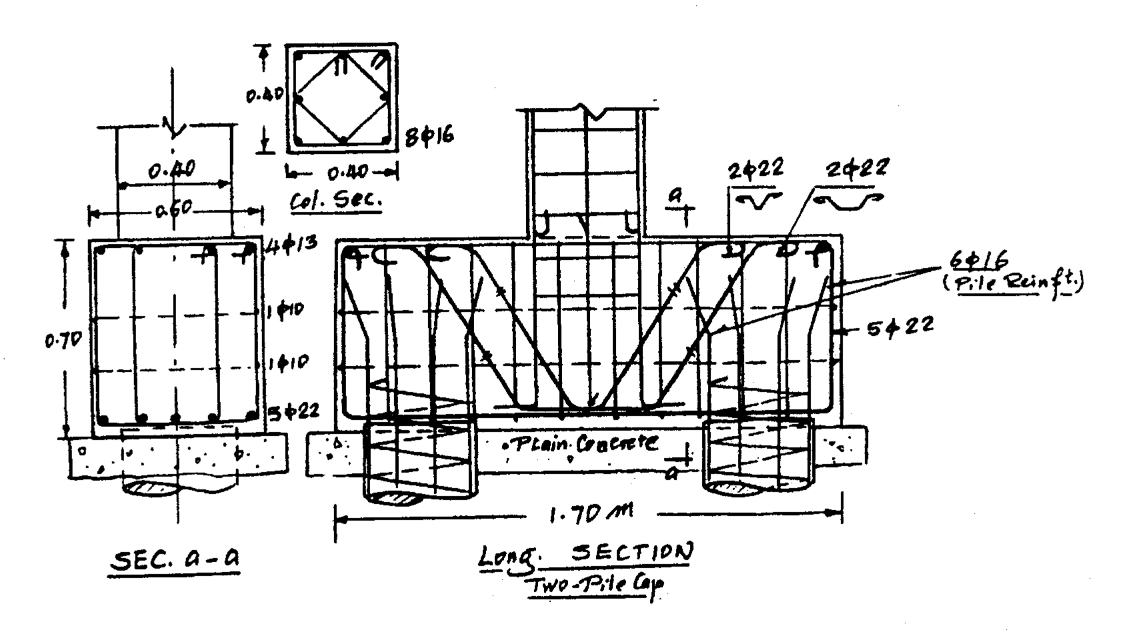
i.e. $\quad d_{act} = 63 \ \ cm$

$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \, d_{act}} = \frac{14.5 \times 10^5}{1217 \times 63} = 18.91 \ \ cm2$ ($\underline{5 \phi 22}$ mm)

• التحقق من إجهادات القص

، $\quad q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87 \, b \, d_{act}} = \frac{33.65 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 63} = 10.23 \ \ kg/cm^2 > q_1 \ \& < q_2$

وهى أكبر من قيمة (q_1) وأقل من قيمة (q_2) ∴ يلــزم استخدام حديد شد قطرى وكانـــات لمقاومة هذا الإجهاد وعليه يتم استخدام كانة بأربعة أفرع قطر ١٣ مم كل ١٥ سم مع ٤ أسياخ ϕ ٢٢ مكسحة على زاوية °٦٠ وكما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١٢-٨٠).



شكل (١٢-٨٠) قطاع وتسليح الهامة باستخدام طريقة الكمرة الجاسئة

مثال رقم (٦):

المطلــوب تصــميم وســادة مــربعة تحمل عموداً مربعاً قطاعه ٥٥ × ٥٥ سم وبتســليح ١٢ ϕ ٢٢ مــم ويحمــل حمــلاً محورياً قدره ٢٥ طن ومرتكزة على خمسة خوازيق تقسيطها ١,١٠ م من المحور إلى المحور. إذا عُلم أن الخوازيق بقطر ٤٠ سم وذات تسليح ٦ ϕ ١٦ مم. قارن بين حجم وتسليح الوسادة المربعة والوسادة الخماسية للمثال رقم (٤) السابق.

الحل:

يبيــن الكروكى التالى شكل (١٢-٨١) مسقط أفقى للوسادة المربعة ذات خمسة خوازيق حيث المسافة بينها هى ١,١٠ م وبالتالى فإن أبعاد هذه الوسادة هو (ℓ).

$\ell = 1.1\ \sqrt{2}\ + \phi_{pile} + 20\ cm = 1.56 + 40 + 20 \cong 215\ cm$

شكل (١٢-٨١)

- يتم حل الوسادة باستخدام طريقة الكمرة الجاسئة.
- يتم حساب سمك القاعدة أو الهامة لمقاومة إجهادات القص الثاقب حيث :

$Q_{max\ p}$ = حمل العمود − حمل الخازوق أسفله = 250 - 50 = 200 t

أى أن الحمل المسبب للقص الثاقب يعادل ٢٠٠ طن

والعمق المناظر لمقاومة القص الثاقب

$$d_p = \frac{Q_{max\ p}}{\Sigma \square\ q_{p\ all}}$$

$$\Sigma \square = 4\left(b_c + \frac{2}{3} d_p\right) = 4\left(55 + \frac{2}{3} d_p\right)\ cm$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{200 \times 10^3}{4\left(55 + \frac{2}{3} d_p\right) \times 10}$$

$$\therefore \quad 5000 = 55\, d_p + \frac{2}{3} {d_p}^2$$

$$\therefore \quad {d_p}^2 + 82.5\ d_p - 7500 = 0$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{-82.5}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(82.5)^2 + 4 \times 7500} = -41.25 \pm 95.92 = 54.67\ \ cm$$

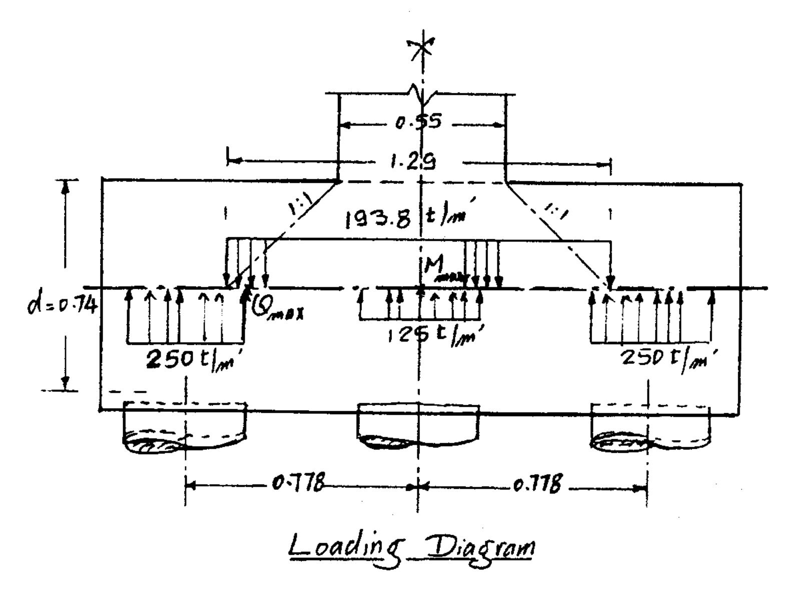
$$\longrightarrow t \cong 15\ d_p = 80\ \ cm \ \longrightarrow d_{act} = 74\ cm$$

- وباستخدام طريقة الكمرة الجاسئة إذن حمل العمود سوف يوزع على كمرة طولها يعادل [عرض العمود + d_{act}] أى على طول ٥٥ + ٧٤ = ١٢٩ سم = ℓ.

∴ قيمة الحمل الموزع من العمود على هذه الكمرة يعادل :

$$w = \frac{250}{\ell} = \frac{250}{1.29} = 193.8\ \ t/m`$$

وبفــرض هــذه الكمرة التى عليها حمل يعادل ١٩٣,٨ طن/مَ ترتكز على ثلاثة خوازيق الأوسط منها معرض لحمل قدره ٥٠ طن فقط موزع على طول خازوق واحد (٤٠ سم) وهــو الأوسط أى بحمل موزع قدره ٥٠/٠,٤ = ١٢٥ طن/مَ والخازوقين الطرفيين كل مــنهما عليه (٥٠ × ٢) = ١٠٠ طن موزع على طول الخازوق (قطره) وهو ٤٠ سم أى بحمــل مــوزع قــدره ١٠٠/٠,٤ = ٢٥٠ طن/مَ وكما هو مبين بالشكل (١٢-٨٢) التالى الذى يبين الكمرة الجاسئة ومنحنى توزيع الأحمال عليها.



شكل (١٢-٨٢) منحنى توزيع الأحمال على الكمرة الجاسئة

- وبدلالــة منحــنى توزيع الأحمال السابق يمكن إيجاد القوى الداخلية المتولدة فى هذه الكمرة وذلك بحساب أقصى قوى قاصة وأقصى عزم انحناء معرضة له هذه الكمرة.

$$Q_{max} = 250 \times 0.4 - 193.8 \left[\frac{1.29}{2} - 0.578 \right] = 87.0 \ (t)$$

$$M_{max} = 250 \times 0.4 \times 0.778 + 125 \times 0.2 \times 0.1 - 193.8 \left(\frac{1.29}{2} \right)^2 / 2$$

$$= 77.8 + 2.5 - 40.3 = 40.0 \ \ m.t$$

- يــتم حســاب الأعمــاق اللازمة لمقاومة كل من أقصى قوة قاصة وأقصى عزم انحناء.

i.e. $$d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b \times q_{all}} = \frac{87 \times 10^3}{0.87 \times 215 \times 6} = 77.5 \text{ cm}$$

، $$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.28 \sqrt{\frac{40 \times 10^5}{215}} = 38.2 \text{ cm}$$

take $d = 77.5$ cm $\longrightarrow$ $t = 85$ cm $\longrightarrow$ $d_{act} = 78$ cm

- يتم حساب مساحة حديد التسليح اللازمة لمقاومة عزم الانحناء.

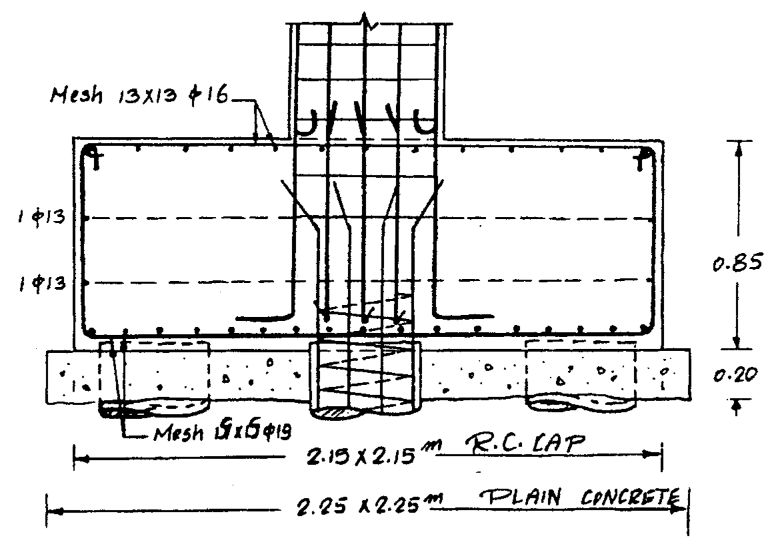
$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{40 \times 10^5}{1217 \times 78} = 42.1 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{15 \phi 19} \text{ m}$$

وذلك لشريحة فى الاتجاه الطولى.

- يـــتم اتباع نفس طريقة التحليل لشريحة فى الاتجاه العرضى وهى نفس الشريحة

∴ يـــتم أخـــذ العمق t = 85 cm وحديد التسليح يعادل ١٥ ϕ ١٩ فى الاتجاهين العرضى والطولى للوسادة.

- يـــتم أخـــذ حديد علوى يعادل ١٣ ϕ ١٦ فى الاتجاهين أيضاً بجانب حديد جانبى ١٢ ϕ ١٣ مم وكما هو مبين بالشكل (١٢-٨٣) مع وضع خرسانة عادية نظامه سمك ١٠ سم أسفل هذه الهامة وببروز ٥ سم من الجهتين.



شكل (١٢-٨٣)

- مقارنة لطريقتى الحل باستخدام التصميم بطريقة التحزيم وطريقة الكمرة الجاسئة:

بمقارنة طريقتى الحل فى الأمثلة السابقة تتبين الملاحظات التالية :

١- طريقة التحزيم تعطى أعماق وأسماك كبيرة للوسائد وهذا يعنى حجم خرسانة مسلحة كبير نسبياً وخاصة إذا كان عدد الخوازيق أكبر من أربعة.

٢- طريقة الكمرة الجاسئة تعطى نسبة حديد تسليح بالنسبة للخرسانة أكبر بالمقارنة بتلك النسبة المناظرة لطريقة التحزيم.

٣- يوصى باستخدام طريقة التحزيم للهامات ذات الخازوقين أو الثلاثة أو الأربعة خوازيق بينما يوصى باستخدام طريقة الكمرة الجاسئة للهامات ذات الخوازيق أكبر من ذلك (أكبر من أربعة خوازيق).

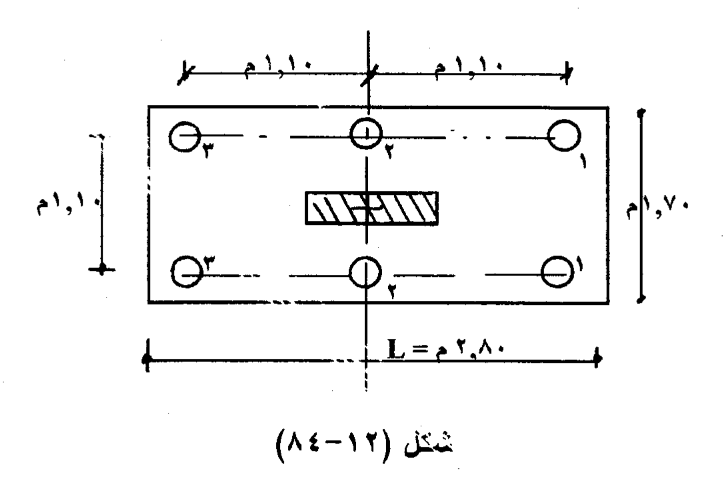
مثال رقم (٧):

المطلوب تصميم وسادة خرسانية مسلحة مستطيلة الشكل لستة خوازيق ذات تقسيط ١,١٠ متر بين المحاور وتحمل حملاً رأسياً محورياً قدره ١٨٠ طن بجانب عزماً متردداً مقداره ٤٤ طن.م. إذا عُلم أن العمود ذو قطاع ٥٠ × ١٠٠ سم ومسلح بـ ٨ ϕ ٢٥ لكل جانب، قطر الخازوق ٤٠ سم وتسليحه ٦ ϕ ١٦ مم.

الحل:

- حيث أن الهامة معرضة إلى حمل محورى قدره ١٨٠ طن وعزم متردد M = 44 m.t إذن يتم استخدام طريقة الكمرة الجاسئة فى تصميمها.
- يبين الكروكى التالى مسقطاً أفقياً للوسادة المستطيلة ذات ستة خوازيق حيث طولها يعادل [٢ × ١,١٠ + ٠,٤ + ٠,٢] = ٢,٨ م وعرضها يعادل [١,١٠ + ٠,٤ + ٠,٢] = ١,٧٠ م.
- من تماثل الشكل والخوازيق بالنسبة للهامة يتم حساب قيم ردود الأفعال والأحمال الواقعة على هذه الخوازيق وهى أرقام (١) ، (٢) ، (٣) المبينة بالكروكى التالى شكل (١٢-٨٤) وعليه فإن :

$I_{y\ for\ piles} = 4 \times (1.1)^2 = 4.84\ m^2$



شكل (١٢-٨٤)

وعليه فإن الحمل الواقع على كل خازوق يتم حسابه من المعادلة :

$$R_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y}{I_y} . x_i$$

∴ الحمل الواقع على الخازوق رقم (١) = $R_1 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (-1.1) = 20\ t$

الحمل الواقع على الخازوق رقم (٢) = $R_2 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (0) = 30\ t$

الحمل الواقع على الخازوق رقم (٣) = $R_3 = \frac{180}{6} + \frac{44}{4.84} \times (1.1) = 40\ t$

❁ ***بالنسبة للاتجاه الطولى للهامة:***

- يتم توزيع هذه الأحمال على الكمرة الجاسئة من أسفل إلى أعلى كالآتى :
  - بالنسبة للخوازيق الخارجية (١) $P_1 = \frac{2 \times 20}{0.4} = 100\ t/m`$
  - بالنسبة للخوازيق الوسطى (٢) $P_2 = \frac{2 \times 30}{0.4} = 150\ t/m`$
  - بالنسبة للخوازيق الخارجية (٣) $P_3 = \frac{2 \times 40}{0.4} = 200\ t/m`$
- يتم توزيع حمل العمود على الكمرة الجاسئة من أعلى إلى أسفل كالآتى وبفرض أن ارتفاع الهامة الفعال d=80 cm إذن ارتفاعها الكلى h=90 cm وعليه يكون الطول الذى سوف يوزع عليه حمل العمود يعادل (طول العمود + عمق الهامة الفعال) أى ١٠٠ سم + ٨٠ سم = ١٨٠ سم

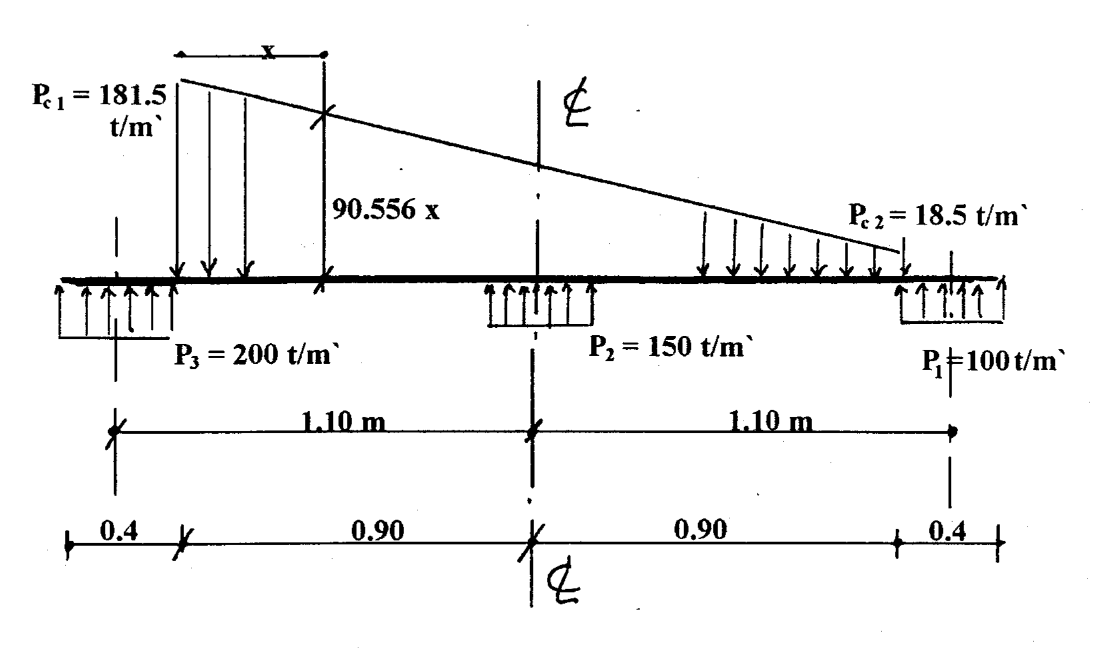
وحيـــث أن الحمل الواقع على العمود هو حمل محورى بجانب عزم انحناء متردد إذن يتم إيجاد كثافة توزيع هذا الحمل على هذا الطول من أعلى إلى أسفل كالآتى وذلك لشريحة عرضها ١,٠٠ م.

$$P_{c\frac{1}{2}} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{b\,d^2}$$

$$\therefore \quad P_{c1} = P_{max} = \frac{180}{1.8 \times 1.0} \pm \frac{6 \times 44}{1.0 \times (1.8)^2} = 181.5 \ \text{t/m`}$$

$$, \quad P_{c2} = P_{min} = \frac{180}{1.8 \times 1.0} - \frac{6 \times 44}{1.0 \times (1.8)^2} = 18.5 \ \text{t/m`}$$

ويبيـــن الشـــكل التالى منحنى توزيع الأحمال على الكمرة الجاسئة عند منتصف ارتفاع الهامة بالنسبة للاتجاه الطولى - شكل (١٢-٨٥).



شكل (١٢-٨٥) منحنى توزيع الأحمال على الكمرة الجاسئة

- بمعلومـــية هـــذا المنحـــنى يتم إيجاد قيمة أقصى قوة قاصة (Q_{max}) عند القطاع الحرج وهو على وجه الخازوق رقم (٣).

i.e. $\quad Q_{max} = 200 \times 0.4 = 80 \ (t)$

- يـــتم أيضاً حساب أقصى عزم انحناء على الكمرة الجاسئة وهو عند قطاع عنده Q = 0 وبفرضه على بُعد (x) من وجه الخازوق رقم (٣) يتم حساب قـــيمة الحمل الموزع عند أعلى إلى أسفل عند هذا القطاع ووجد أنه يعادل (90.556 x) طن/مَ.

$$\therefore \quad 80 = \frac{x}{2}\left[181.5 + (181.5 - 90.556\,x)\right]$$

$$\longrightarrow \quad x = 0.5056 \quad (ms)$$

$$\therefore \quad M_{max} \text{ at } x = 0.5056 = 80\,(0.7056) - 181.5 \times \frac{(0.5056)^2}{2} + 90.556 \times \frac{(0.5056)^3}{6} = 35.25 \text{ m.t}$$

❁ ***بالنسبة للاتجاه العرضى للهامة:***

يتم توزيع الأحمال كما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١٢-٨٦):

طـــول الكمرة الجاسئة فى الاتجاه العرضى يعادل (عرض العمود + d) أى ٥٠ + ٨٠ = ١٣٠ سـم والحمـــل المـــوزع للـــثلاثة خوازيق = $\frac{P_1 + P_2 + P_3}{\text{قطر الخازوق}}$ من أسفل إلى أعلى

$$\frac{90}{0.4} = \frac{20 + 30 + 40}{0.4} =$$

= ٢٢٥ طن/مَ

V
225 t/m`
225 t/m`
0.65 m
0.65 m
$P_1 + P_2 + P_3$
$P_1 + P_2 + P_3$

شكل (١٢-٨٦)

والحمـــل المـــوزع على الكمرة الجاسئة من العمود من أعلى إلى أسفل يعادل = $\frac{\text{حمل العمود}}{\text{طول الكمرة}} = \frac{١٨٠}{١,٣٠}$ = ١٣٨,٤٦ طن/مَ

وعليه يتم حساب أقصى قوة قاصة وهى على وجه العمود وهى تعادل :

$$Q_{max} = 90 - (0.65 - 0.55) \times 138.46 = 76.15 \quad (t)$$

، M_{max} at - $= 90 \times 0.55 - 138.46 \frac{(0.65)^2}{2}$

$= 49.5 - 29.25 = \underline{20.25}$ m.t

- يـــتم تصميم الهامة على أكبر قيمة من كل القوى القاصة أو عزم الانحناء فى الاتجاهين الطولى والعرضى $M_{max} = 35.25$ m.t و $Q_{max} = 80.0$ t.
- يـــتم إيجـــاد العمق المناظر لهذه القوى الداخلية القصوى بحيث لا تتعدى الإجهادات المسموح بها.

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{80 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 90.15 \text{ cm}$$

$$، \quad d_m = 0.28 \sqrt{\frac{35.25 \times 10^5}{170}} = 40.32 \text{ cm}$$

$\therefore$ take $d = 90.15$ cm $\longrightarrow t = 95$ cm , $d_{act} = 88$ cm

- يتم إيجاد الحديد اللازم لمقاومة عزم الانحناء فى الاتجاه الطولى.

$$A_{s\,long} = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{35.25 \times 10^5}{1217 \times 88} = 32.91 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{12 \phi 19}$$

- وأيضاً يتم إيجاد الحديد اللازم لمقاومة عزم الانحناء فى الاتجاه العرضى.

$$\therefore \quad A_{s\,trans.} = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{20.25 \times 10^5}{1217 \times 88} = 18.9 \text{ cm}^2 / 280 \text{ cm}$$

$$، \quad A_{s\,min} = \frac{0.15}{100} \times A_c = \frac{0.15}{100} \times 280 \times 88 = 36.96 \text{ cm}^2 / 280 \text{ cm}$$

$\longrightarrow$ take $\underline{19 \phi 16}$ mm / 280 cm

وعلـــيه يكـــون ليس هناك داعى للتحقق من إجهادات القص فى الاتجاه العرضى نظـــراً لكبر عرض القاعدة من ناحية وصغر قيمة (Q_{max}) من ناحية أخرى لذلك يتم أخذ الحديد الرئيسى كالآتى :

سفلى : اتجاه طويل (١٢ ϕ ١٩) ، اتجاه قصير ١٩ ϕ ١٦

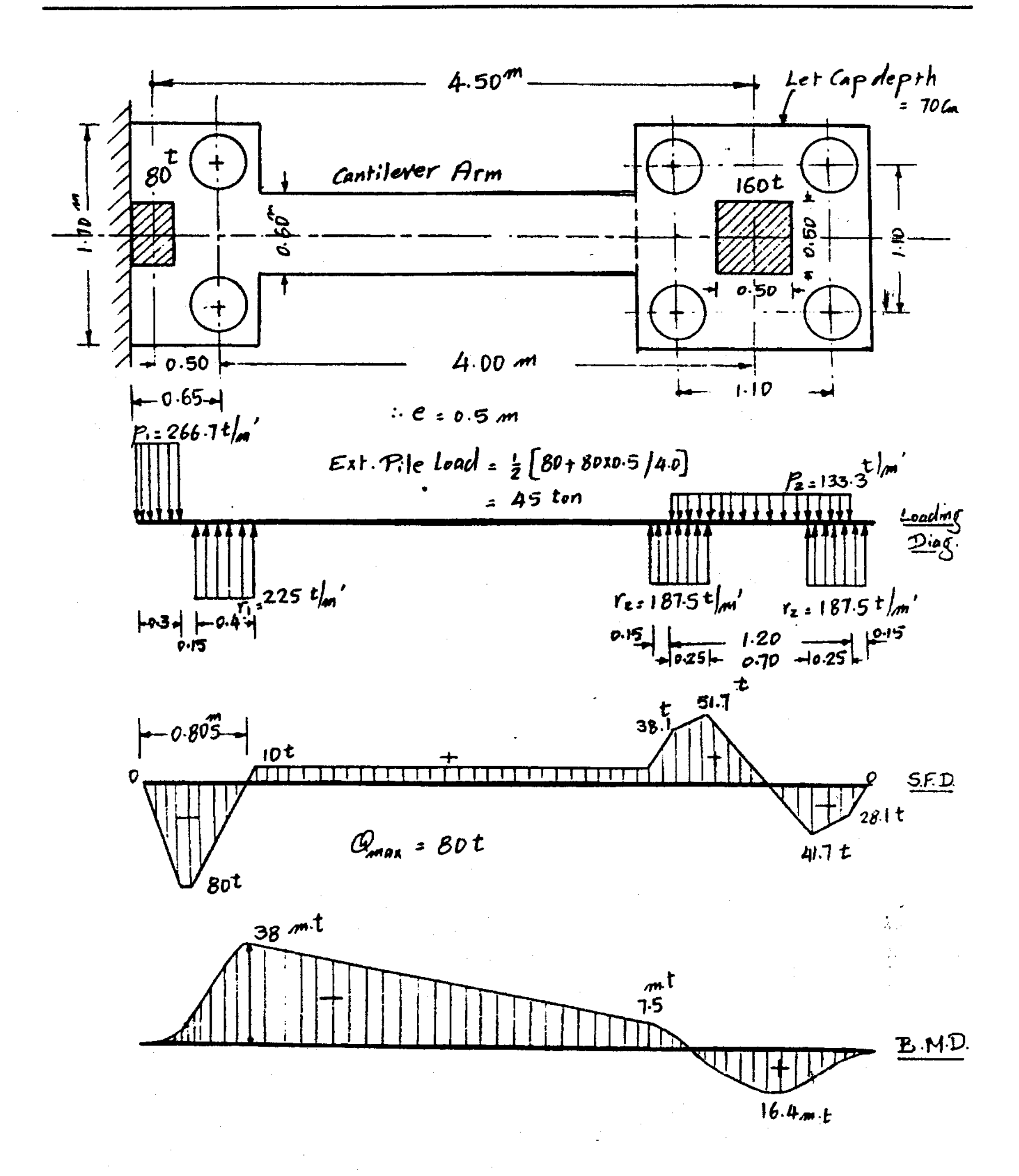
علوى : اتجاه طويل [٦ ϕ ١٩ − ٤ ϕ ١٣]،اتجاه قصير [١٠ ϕ ١٦ + ٦ ϕ ١٣]

مثال رقم (٨):

المطلـــوب تصميم وسادة كابولية لمقاومة تأثير انحراف عمود جار. فإذا عُلم أن حمـــل عمـــود الجـــار يعادل ٨٠ طن وقطاعه ٣٠ × ٥٠ سم (٨ ϕ ١٦) وحمل العامود الداخلـــى يعـــادل ١٦٠ طـــن وقطاعه مربع ٥٠ × ٥٠ سم (١٢ ϕ ١٩) والمسافة بين محـــاور الأعمدة هى ٤,٥٠ متر وأن المسافة بين محاور الخوازيق وخط الملكية (حدود الجـــار) لا تقـــل عن ٦٥ سم. أقطار الخوازيق ٤٠ سم وبتقسيط ١,١٠ م وقدرة تحمل الخازوق ٤٥ طناً.

الحل:

- أبعـــاد القـــاعدة (الوسادة الخارجية) الحاملة لعامود الجار: حيث أن حمل عمود الجـــار يعادل ٨٠ طن وأن قدرة تحمل الخازوق ٤٥ طن إذن فهى ذات خازوقين وطولهـــا يعادل المسافة بين محورى الخازوقين مجموعاً عليه قطر الخازوق + ٢٠ سم أى [١١٠ + ٤٠ + ٢٠ سم = ١٧٠ سم]، هذا وأن محورى الخازوقين وحدود الجار هى ٦٥ سم وعليه فإن عرض الوسادة يعادل ٦٥ سم + ٢/١ قطر الخازوق + ١٠ سم أى عرضها يعادل [٦٥ + ٢٠ + ١٠ = ٩٥ سم].
- أبعاد القاعدة (الوسادة الداخلية الحاملة للعمود الداخلى ١٨٠ طن : إذن هى ذات أربعة خوازيق وطولها يساوى عرضها يساوى [المسافة بين محاور الخوازيق + قطر الخازوق + ٢٠ سم أى ١٧٠ سم].
- وحيـــث أن عـــرض ذراع الكابولى الرابط بين القاعدتين يجب ألا يقل عن عرض الأعمـــدة فـــى اتجاه أى عن ٥٠ سم وتؤخذ ٦٠ سم بزيادة ١٠ سم عن عرض الأعمـــدة ويبين الشكل (١٢-٨٧) التالى كروكى مسقط أفقى للوسادتين الداخلية والخارجـــية مـــع ملاحظة أن العمود الخارجى مرحل بمسافة قدرها (e = 0.5 m) عـــن محاور خوازيق القاعدة وأن العمود الداخلى متمركز مع مواضع الخوازيق والقاعدة.



Maximum Bending Moment for the cantilever arm = 38 m.t

~ ~ ~ ~ ~ inner Cap = 16.4 m.t

شكل (١٢-٨٧)

❁ *بالنسبة للوسادة الخارجية:*

ليس هناك توزيع للحمل المنقول من العمود إلى الهامة وعليه يتم إيجاد رد فعل الخوازيق الخارجية تحت هامة الجار من اتزان القوى وبأخذ العزوم حول الخوازيق الداخلية.

$$\therefore \quad R_1 = \frac{80 \times 4.5}{4} = 90\ t$$

ورد فعل الخوازيق الداخلية

$$R_2 = 80 + 160 - 90 = 150\ t$$

وعليه يكون توزيع الحمل على الوسادة الخارجية كالآتى :

$P_2 = 160\ t$ ، $P_1 = 80\ t$ ، 0.5 ، 4.0 ، $R_1 = 90\ t$ ، $R_2 = 150\ t$

من أعلى إلى أسفل

$$P_1 = \frac{80}{\text{عرض العمود}} = \frac{80}{0.3} = 266.7\ \ t/m`$$

ومن أسفل إلى أعلى

$$r_1 = \frac{R_1}{\text{قطر الخازوق}} = \frac{90}{0.4} = 255\ \ t/m`$$

❁ *بالنسبة للوسادة الداخلية:*

يتم توزيع حمل العمود المؤثر وهو الـ ١٦٠ طن على طول يعادل (عرض العمود + عمق الوسادة) وبفرض عمق الوسادة يعادل d = 70 cm
∴ طول الكمرة الجاسئة تحت الوسادة الداخلية يعادل ٥٠ سم + ٧٠ سم = ١٢٠ سم وعليه يتم توزيع الحمل على الوسادة الداخلية كالآتى :

من أعلى إلى أسفل

$$P_2 = \frac{160}{1.2} = 133.3\ \ t/m`$$

ومن أسفل إلى أعلى

$$r_2 = \frac{R_2 / 2}{\text{قطر الخازوق}} = \frac{150}{2 \times 0.4} = 187.5\ \ t/m`$$

وبفرض الوسادة الكابولية كما هو مبين بالشكل (١٢-٨٧) والأحمال الواقعة عليها ومن ثم يتم رسم منحنى توزيع كل من القوى القاصة وعزوم الانحناء على الوسادة الكابولية المبينة حيث أقصى قوة قاصة تعادل ٨٠ طن وأقصى عزم انحناء على ذراع الكابولى يعادل ٣٨,٠٠ طن.م (سالب) وأقصى عزم انحناء على الوسادة الداخلية يعادل ١٦,٤ طن.م (موجب) وعليه يتم تصميم الوسادة الكابولية كالآتى :

❋ **بالنسبة لتصميم كابولى الوسادة:**

$Q_{max} = 80\ t \qquad , \qquad M = 38.0\ \ m.t$

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b \times q_{all}} = \frac{80 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 90\ cm$$

حيث (b) هو عرض القاعدة الخارجية = ١٧٠ سم

$$، \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.28 \sqrt{\frac{38 \times 10^5}{60}} = 70.5\ \ cm$$

$$d_p = \frac{P_1}{(2\,\ell_c + b_c)\, q_{all\,p}} = \frac{80 \times 10^3}{[2 \times 50 + 30] \times 10} = 61.5\ \ cm$$

يتم أخذ العمق الأكبر

$\therefore \quad d_{act} = 90\ cm \ \longrightarrow\ t = 95\ \ cm$

- يـــتم التحقق من إجهادات القص ومتطلباته عند قطاع عند مركز الخوازيق الخارجية وهو القطاع الحرج للقص عند عرض يعادل ٦٠ سم.

$$\therefore \quad q_{max} = \frac{Q}{0.87\, b \times d}$$

حيث (Q) : هى قيمة القوة القاصة عند مركز الخوازيق

$Q = 80 - 0.2 \times 225 = 35\ \ t$

، (b) : هى عرض الكابولى ويساوى $b = 60\ cm$

، (d) : هى عمق الوسادة عند العمود الخارجى $d = 90\ cm$

$$\therefore \quad q_{max} = \frac{35 \times 10^3}{0.87 \times 60 \times 90} = 7.45\ \ kg/cm^2\ > q_1\ \ (6\ \ kg/cm^2)$$

∴ يجب استخدام حديد لمقاومة إجهادات الشد القطرى وهى فى صورة كانات ذات أربعـــة أفـــرع نظراً للعرض يساوى ٦٠ سم بجانب حديد مكسح ∴ يؤخذ كانـــات ٥ ϕ ١٠ /مَ مع حديد مكسح يعادل قيمة لا تقل عن ٣/١ الحديد الرئيسى لمقاومة عزوم الانحناء.

- الحديد الرئيسى اللازم لمقاومة عزوم الانحناء حيث $M_{max} = 38.0\ \ m.t$

$$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d} = \frac{38.0 \times 10^5}{1217 \times 90} = 34.69\ \ cm^2 \quad \longrightarrow\ (10\ \phi\ 22\ m)$$

وهو حديد علوى عند القاعدة الخارجية بالإضافة إلى حديد تكسيح قدره ٤ ϕ ٢٢ مم وذلك على ٦٠ كما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨).

❁ بالنسبة لتصميم القاعدة أو الوسادة الداخلية:

أقصـــى قوة قاصة $Q_{max} = 51.7$ (t) ، أقصى عزم انحناء يعادل = M_{max} 16.4 m.t وأقصى قص ثاقب يعادل ١٦٠ طن.

- العمق اللازم للقص

$$\therefore \quad d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87 \times b \times q_{sh\,all}}$$

$$= \frac{51.7 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 58.3 \text{ cm}$$

- العمق اللازم لعزم الانحناء

$$d_m = 0.28\sqrt{\frac{16.4 \times 10^5}{170}} = 27.5 \text{ cm}$$

- العمق اللازم للقص الثاقب

$$d_p = \frac{Q_p}{\Sigma \square . q_{all\,p}} \quad , \quad \because \quad \Sigma \square = 2\,(\ell_c + d_p + b_c + d_p)$$

$$\therefore \quad \Sigma \square = 2\,[50 + d_p + 50 + d_p] = 200 + 4\,d_p$$

$$\therefore \quad d_p = \frac{160 \times 10^3}{(200 + 4\,d_p)\,10}$$

$$\therefore \quad 200\,d_p + 4\,d_p^2 = 16000 \qquad \therefore \quad d_p^2 + 50\,d_p - 4000 = 0$$

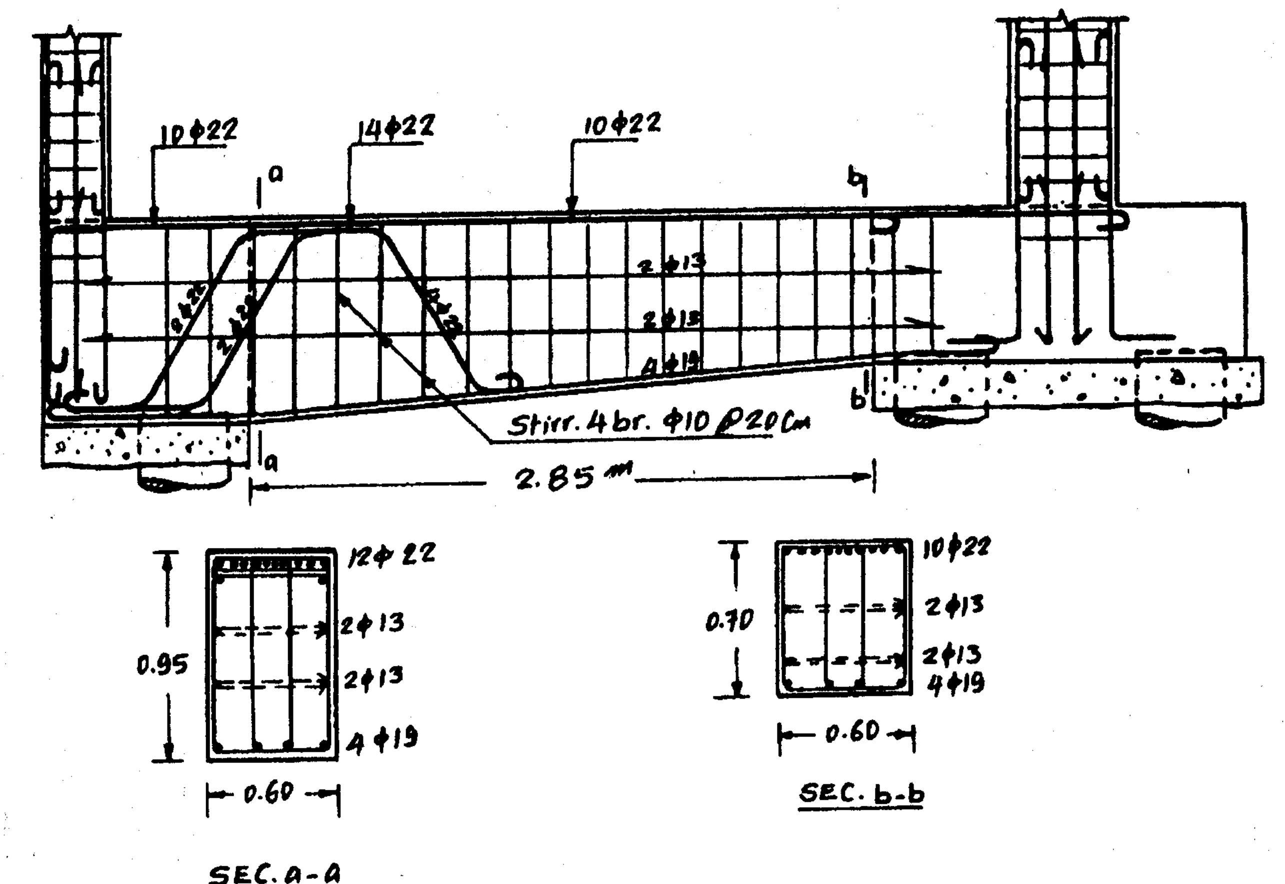
$$\therefore \quad d_p = \frac{-50}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(50)^2 + 4 \times 4000} = 43 \text{ cm}$$

يؤخذ العمق الأكبر وليكن أكبر من (d_m) مثلاً $d_{act} = 65$ cm وبالتالى سمك القاعدة الداخلية (t) يؤخذ ٧٠ سم وبالتالى حديد التسليح المطلوب

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2\,d_{act}} = \frac{16.4 \times 10^5}{1217 \times 65} = 20.7 \text{ cm}^2 = \underline{12\,\phi\,16}$$

وهو حديد سفلى للقاعدة الداخلية.

هـذا ويجـب وضـع حديـد ثـانوى فى مناطق الضغط (السطح السفلى للقاعدة الخارجـية والسـطح العلـوى للقـاعدة الداخلـية وذلك كما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨) بالإضـافة إلـى حديد جانبى يوضع فى الذراع الرابط بين القاعدتين نظراً لزيادة عمقه عن ٦٠ سم وكما هو موضح بالشكل (١٢-٨٨).



شكل (١٢-٨٨) كيفية تسليح الوسادة الكابولية فى المثال السابق

مثال رقم (٩):

المطلوب تصميم وسادة لخازوقين تحمل عموداً حمله ٩٠ طن وأن العمود أبعاده ٤٠ × ٤٠ سم وبتسليح ٤ ϕ ١٦ مم فإذا عُلم أن قطر الخازوق هو ٤٠ سم وأن المسافة بين محاورهما ١١٠ سم وذلك باستخدام طريقة التحزيم.

الحل:

طبقاً للكروكى شكل (١٢-٨٩) فإن :

العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب للعمود = الحمل / مساحة القص الثاقب

$$\text{i.e.} \quad d_p = \frac{P}{2(\ell_c + b_c)q_p} = \frac{90 \times 1000}{2(40+40)\times 10} = 56.25 \text{ cm}$$

take $d = 60$ cm , $t = 70$ cm

$$d` = \frac{8}{9} d = \frac{8}{9} \times 60 = 53.33 \text{ cm}$$

$$S` = \left[s - \frac{\phi_{pile}}{2} \right] / 2 = \left(110 - \frac{40}{2} \right) / 2 = 45 \text{ cm}$$

$$\because \quad \tan \alpha = \frac{d`}{S`} = \frac{53.33}{45} = 1.185 \longrightarrow \alpha = 50^\circ > 45 \ \& < 60^\circ \quad (\text{o.k})$$

وحيث أنه خازوقين إذن الزاوية $B = 0$

$$\therefore \quad T = \frac{P/2}{\tan \alpha} = \frac{90/2}{1.185} = 37.97 \quad (t)$$

، قوة الشد الموجودة فى حديد التسليح تساوى

$$T_s = \frac{P}{2 \tan \alpha \cos B/2}$$

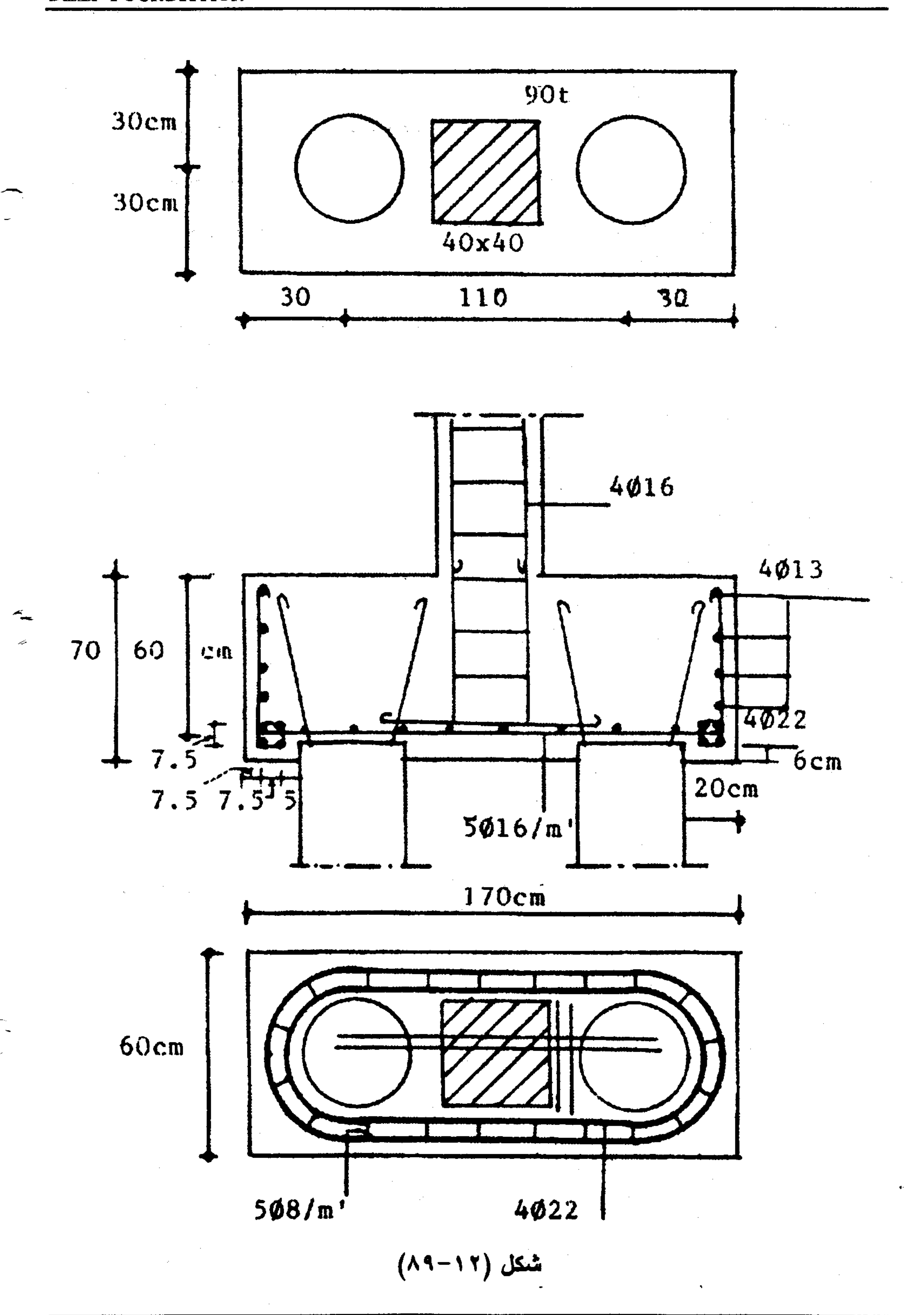
$$\text{or} \ = \frac{T}{2 \cos B/2} = \frac{33.97}{2 \times 1} = 18.99 \ (t)$$

$$، \quad A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{18.99}{1.4} = 13.56 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \phi 22$$

، حديد جانبى يعادل ٢٥% من حديد التحزيم

$$\text{i.e.} \quad A_s` = \frac{13.56}{4} = 3.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4.4 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \phi 13$$

ويبين الشكل (١٢-٨٩) كروكى توزيع وشكل حديد التسليح.


90t
30cm
30cm
40x40
30
110
30
4Ø16
4Ø13
70
60
cm
4Ø22
7.5
6cm
7.5
7.5
5
20cm
5Ø16/m'
170cm
60cm
5Ø8/m'
4Ø22

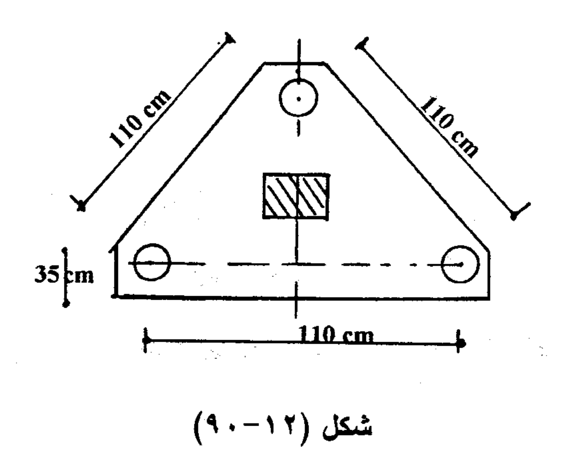
شكل (١٢-٨٩)

ملحوظة:

يمكـــن اختــــيار الزاوية (α) من الأول ما بين ٤٥ ، ٦٠ْ وليكن ٥٠ْ مثلاً ومنها بالراجع يمكن إيجاد البعد ($d^`$) = ($S^` \times \tan \alpha$) وحيث ($S^`$) معروفة ومنها يـــتم إيجاد قيمة العمق $d = \frac{9}{8}$ البعد ($d^`$) ويتم التحقق بعد ذلك من أن هذا العمق يجابـــه إجهــــاد القص الثاقب الواقع على القاعدة من العمود بالراجع، ثم بعد ذلك يتم إيجاد قوة الشد (T_s) ثم مساحة الحديد (A_s) ، ($A_s^`$) كما جاء بعاليه.

مثال رقم (١٠):

المطلـــوب تصــميم وســـادة خازوق بطريقة التحزيم لمجموعة مكونة من ثلاثة خوازيق مرتبة كما فى الشكل (١٢-٩٠) وتحمل عموداً عليه حمل قدره ١٢٠ طن. فإذا عُلـــم أن أبعاد العمود هو ٤٠ × ٤٠ سم وتسليحه ٨ ϕ ١٦ مم وقطر الخازوق ٤٠ سم والمسافة بين الخوازيق هى ١١٠ سم من المحور إلى المحور.



شكل (١٢-٩٠)

الحل:

إيجاد العمق اللازم لمقاومة القص الثاقب

$$d_p = \frac{P}{\Sigma \square \times q_{p\,all}}$$

$$= \frac{120 \times 10^3}{4 \times 40 \times 10} = 75 \text{ cm} \xrightarrow{+20} t = 95 \text{ cm}$$

$$d` = \frac{8}{9} d = \frac{8}{9} \times 75 = 66.7 \ \text{cm}$$

وحيث أن

$$S = \frac{110}{\sqrt{3}} = 63.5 \ \text{cm} \quad ، \quad S` = S - \frac{\phi_{pile}}{4} = 63.5 - \frac{40}{4} = 53.5 \ \text{cm}$$

$$، \quad \tan \alpha = \frac{d`}{S`} = \frac{66.7}{53.5} = 1.25$$

$$\therefore \quad \alpha = 51^{\circ} \qquad (\text{o.k}) \ \ 50 < \alpha < 60$$

القوة T_s

$$T_s = \frac{P_{pile}}{2 \tan \alpha \cos \frac{B}{2}}$$

وحيث أن الوسادة ثلاثية الخوازيق $\therefore \quad B = 60$

$$\therefore \quad T_s = \frac{40}{2 \times 1.25 \times 0.866} = 18.476 \ (t)$$

مساحة حديد التحزيم (A_s)

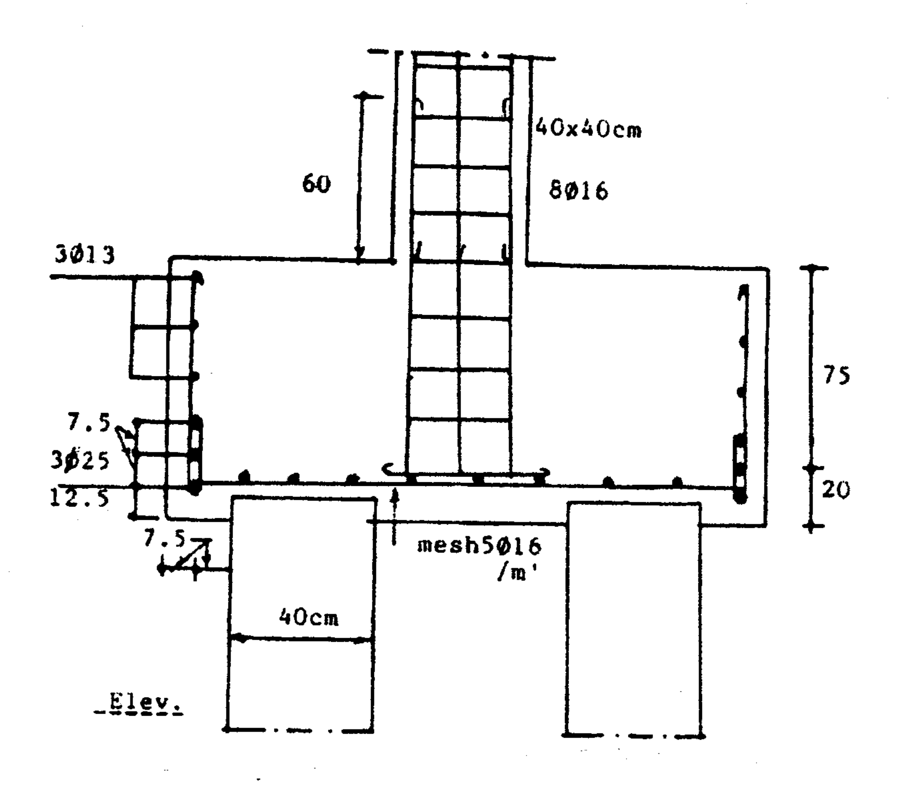
$$\therefore \quad A_s = \frac{T_s}{f_s} = \frac{18.476}{1.4} = 13.2 \ \text{cm}^2$$

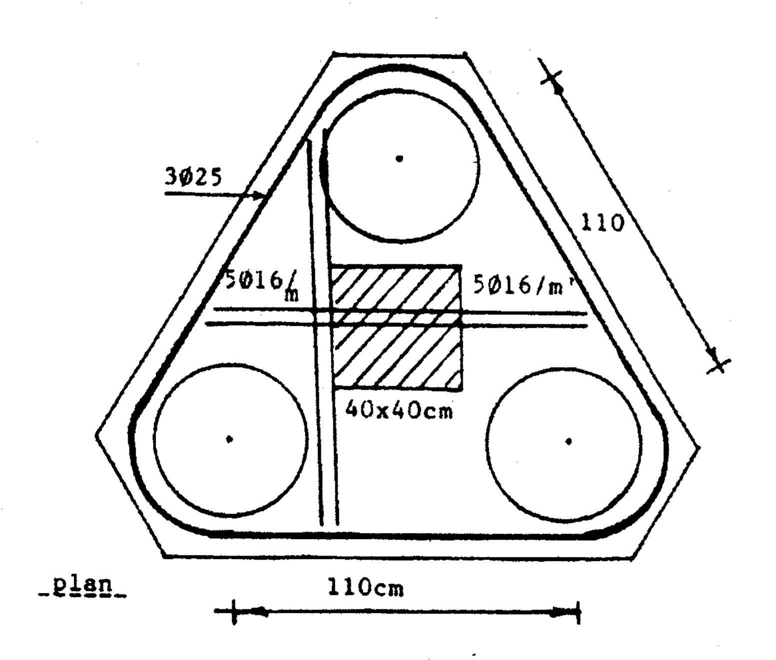
$$\longrightarrow \ \underline{3 \ \phi \ 25}$$

، مساحة الحديد الجانبى $(A_s`)$

$$A_s` = \frac{A_s}{4} = \frac{13.2}{4} = 3.3 \ \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \ 3 \ \phi \ 13 \ \text{m}$$

يبيـــن الشـــكل (١٢-٩١) تفاصـــيل وتوزيـــع حديد التسليح على الهامة الثلاثية المطلوبة.





شكل (١٢-٩١) تفاصيل حديد التسليح للهامة الثلاثية فى المثال السابق



١٣-١ مقدمة:

★ يمكــن القول على الحائط الساند بأنه نوع خاص من المنشآت الغرض منه هو حفــظ وســند الـتراب أو أى مــادة خلفه وجعلها فى وضع رأسى نسبياً بدلاً من ميلها الطبيعى تحت تأثير وزنها.

★ إن الضغط المنقول بواسطة التربة على أى حائط ساند يعتمد على عدة عوامل نذكر منها :

١- نوع التربة.
٢- محتوى الرطوبة فى التربة.
٣- ميل سطح التربة خلف الحائط الساند.
٤- أى ضــغط إضافى ناتج من أحمال خارجية تؤثر على التربة خلف الحائط الساند (surcharge).

★ إن كيفية تأثير هذه العوامل السابقة على قيمة ضغط التربة على الحائط الساند يختص به علم ميكانيكا التربة.

★ إن تصــميم أى حــائط ساند كما هو الحال فى الأساسات وشرحنا سابقاً فإنه يحــتاج إلــى جهــود كل من المهندس الجيوتقنى والمهندس الإنشائى حيث الأول يعطى التوصــيات الخاصة بخواص وطبيعة ونوع التربة خلف الحائط وأسفله (دراسة وأبحاث التربة) ممثلة فى هل التربة متماسكة أو غير متماسكة (cohesive or non-cohesive)، زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة (Angle of internal friction of soil) ومعامل الاحتكاك المتولد بين التربة والخرسانة (coefficient of friction between soil and concrete) بالإضــافة إلــى أقصى إجهاد مسموح به لتحمل التربة أسفل قاعدة الحائط عند منسوب التأســيس. وعلــى الجانــب الآخر فإن المهندس الإنشائى يقع على عاتقه اختيار النوع

المناسب للحائط الساند طبقاً لظروف الموقع والمتطلبات التصميمية بالإضافة إلى تحديد الأبعــاد والقطاعــات المطلوبــة لمجابهة الأنواع المختلفة من الإجهادات المتولدة على الحائط الساند وأساسه طبقاً لنوع مادة الحائط الساند.

١٣-٢ التصنيف العام للحوائط الساندة:

13-2 General Classification of Retaining Walls:

يمكــن تصــنيف الحوائط الساندة حسب الطريقة التى يتم بها الاتزان إلى نوعان رئيسيان هما :

١- الأول وهو يعتمد على الأوزان الرأسية التى تعمل على تكوين احتكاك عند القاعدة وإلــى جعل محصلة القوى تقع فى الثلث الأوسط تقريباً من تلك القاعدة مما يوفر الاتزان ضد الانزلاق والانقلاب مثل الحوائط المبينة بالشكل (١٣-١).

٢- الــثانى وهو يعتمد على المقاومة الجانبية لحركة الحائط عن طريق ضغط التربة الســلبى (Passive Pressure) لمنع حركة الحائط وتوفير الاتزان الكلى للميل - شكل (١٣-٢).

١٣-٢-١ الحوائط الساندة التى تعتمد على الأوزان الرأسية لاتزانها:

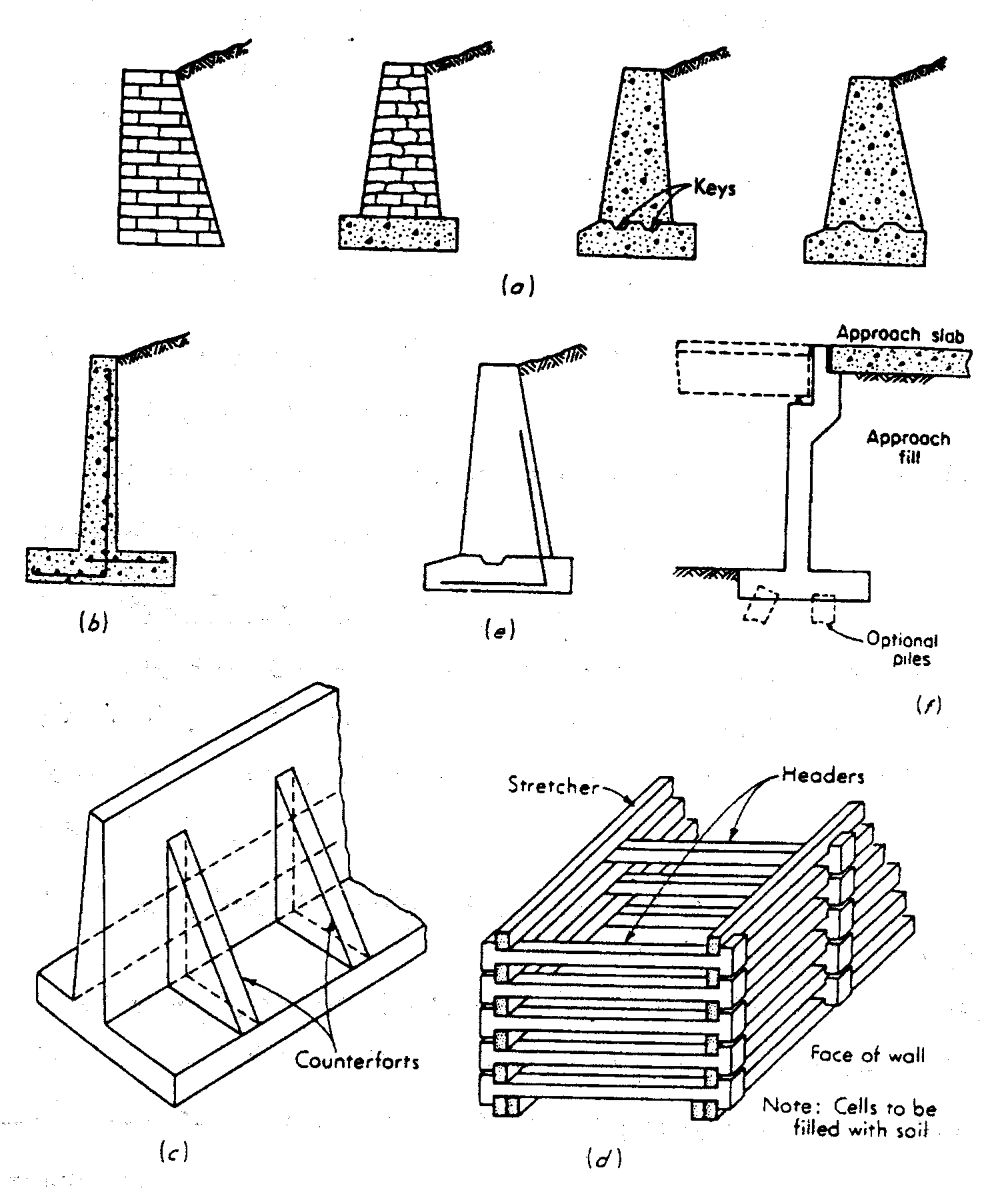
وهى الحوائط من النوع الأول والتى يمكن تقسيمها إلى الأنواع التالية :

i - الحوائط الثقيلة (Gravity Walls):

وهــى تصنع عادة من الطوب أو الخرسانة العادية أو الأحجار وهى تعتمد كلية على وزن الحائط نفسه وقطاعاتها كبيرة - شكل (١٣-١).

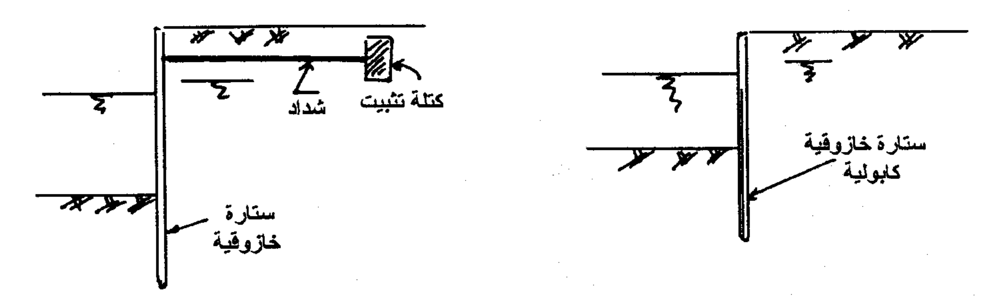
ii - الحوائط الكابولية (Cantilever Walls):

وهــى تصــنع عادة من الخرسانة المسلحة وهى تتكون من كابولى رأسى مثبــت فــى قــاعدة وتعتمد فى اتزانها على وزن الحائط والأساس والتربة خلف الحــائط - شــكل (١٣-١-b) - هــذا ويمكــن إضافة أعصاب ودعائم للحائط الكابولى سواء من الخلف ويسمى (counterforted wall) أو من الأمام ويسمى (Buttresses wall) - شكل (١٣-١-c) كما سوف يرد فيما بعد.



Types of retaining walls. (*a*) Gravity walls of stone masonry, brick, or plain concrete. Weight provides overturning and sliding stability; (*b*) cantilever wall; (*c*) counterfort, or buttressed wall. If backfill covers counterforts, the wall is termed a counterfort; (*d*) crib wall; (*e*) semigravity wall (small amount of steel reinforcement is used); (*f*) bridge abutment.

شكل (١٣-١) أمثلة للحوائط الساندة تعتمد على الأوزان



شكل (١٣-٢) مثال للحوائط الساندة التى تعتمد على ضغوط التربة السالبة

iii - الحوائط شبه الثقيلة (Semi Gravity Wall):

وهـــى حوائـــط ثقيلة تصنع عادة من الخرسانة العادية والتى يوضع فيها تســـليح خفـــيف فى الحائط لتقليل حجمه وهى حالة متوسطة بين الحوائط الثقيلة والحوائط الكابولية - شكل (١٣-١-d).

iv - أكتاف الكبارى (Bridge abutments):

وهى عادة حوائط ذات جناحان (wing walls) لسند أتربة مداخل الكبارى ولمـــنع النحر والتآكل للجسر المؤدى إلى الكوبرى وهذا النوع من الحوائط يعمل كركيزة لحمل حمل الكوبرى بالإضافة إلى مقاومة الضغوط الجانبية من الأتربة - شكل (١٣-١-e).

١٣-٢-٢ أنواع الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة:

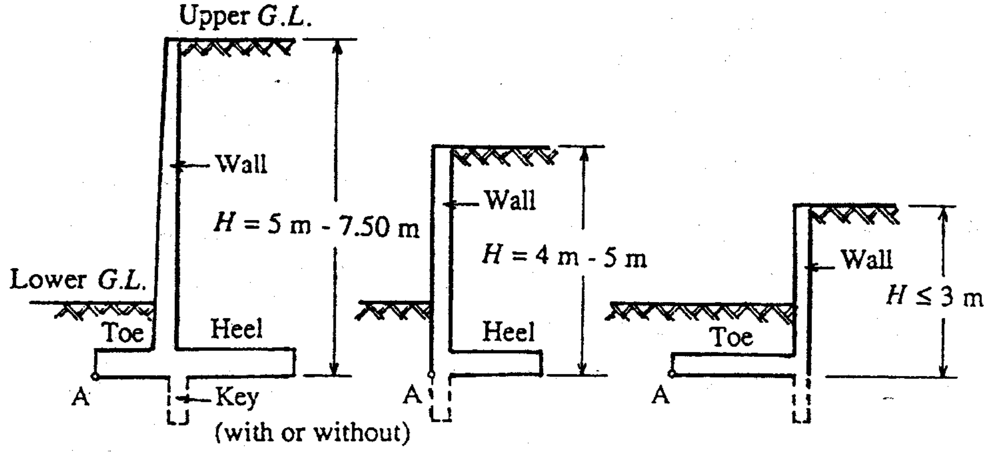
Types of Retaining Walls:

★ يوجـــد أنـــواع عديـــدة من الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة ويبين الشكل (١٣-٣) الأنـــواع الشـــائعة الاستخدام. إن اختيار أى نوع معين من هذه الأنواع يعتمد بصـــفة أساســـية علـــى ارتفـــاع الحـــائط (height of wall) وعلـــى ظـــروف الموقع (site conditions).

★ يمكـــن تقســـيم الحوائط الساندة الخرسانية المسلحة إلى مجموعتين أساسيتين هما :

i - الحوائط الساندة الكابولية (Cantilever Retaining Walls)

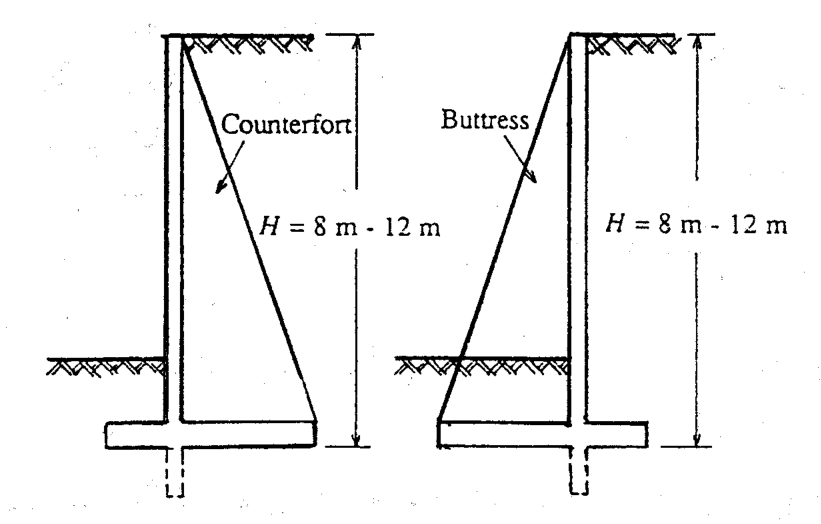
ii - الحوائـــط الساندة ذات الدعائم والساندات (Counter forted and Buttressed Retaining Walls).



(a) Standard cantilever retaining wall

(b) Cantilever retaining wall without a toe

(c) Cantilever retaining wall without a heel



(d) Counterforted retaining wall

(e) Buttressed retaining wall

شكل (١٣-٣) أنواع الحوائط الساندة

i - *الحوائط الساندة الكابولية:*

Cantilever Retaining Walls:

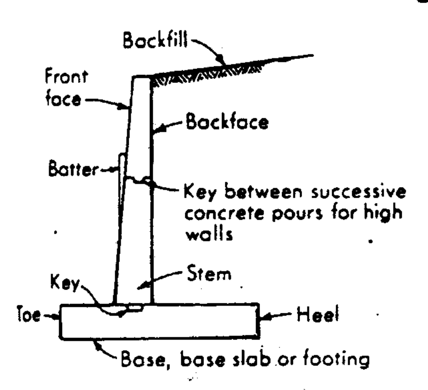
- تتكون الحوائط الساندة الكابولية من بلاطة رأسية يطلق عليها الحائط (wall) وبلاطة أفقية يطلق عليها القاعدة (base)، وتنقسم بلاطة القاعدة (base slab) إلى :

- الكعب (Heel) وهو الجزء الذى يقع خلف الحائط تحت التراب المسنود.
- القـــدم (Toe) وهـــو الجـــزء الذى يقع أمام الحائط كما هو مبين بالشكل (١٣-٣).

وبالإضـــافة إلى ذلك تحتوى القاعدة على جزء يمتد ويدفن بداخل التربة (ضفر) إلـــى أســـفل كمـــا هو مبين ويطلق على الحائط الكابولى فى هذه الحالة بالحائط الساند ذو الكابولى القياسى (standard cantilever Retaining wall)

- هناك بعض الاصطلاحات المصاحبة عادة لدراسة اتزان وتصميم الحوائط الساندة خاصـــة تلـــك المشـــيدة مـــن الخرســـانة المسلحة وهى كما هو موضح بالشكل (١٣-٤) وتشمل هذه الاصطلاحات ما يلى :

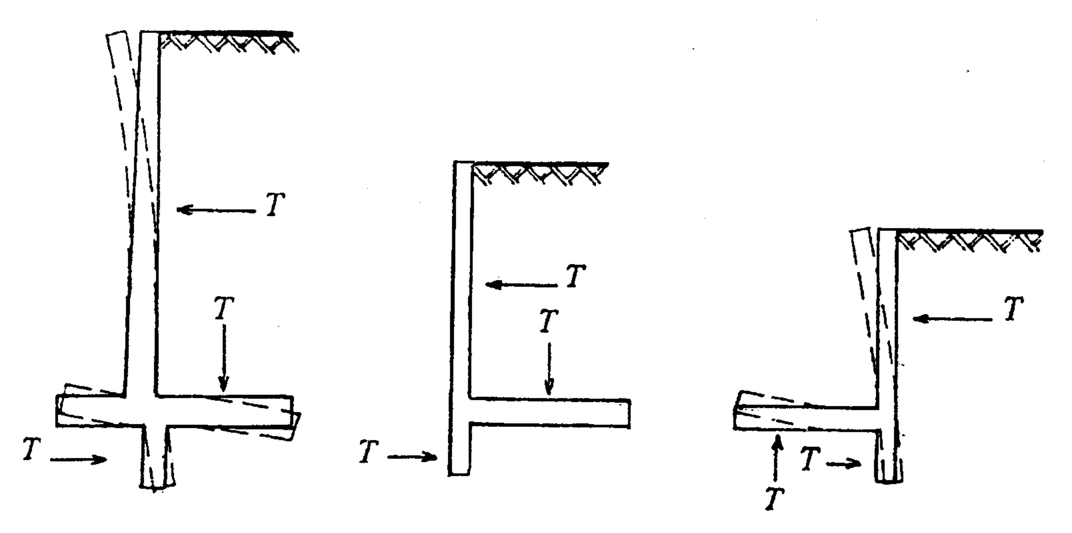
- كعب الحائط = Heal of wall
- قدم الحائط = Toe of wall
- الوجه الأمامى = Front face
- الردم الخلفى = Back fill
- ميل وجه الحائط = Batter
- الوجه الخلفى = Back face
- الكابولى (السلاح) = Stem
- المفتاح أو الضفر (عند القاعدة) = Key



شكل (١٣-٤) الاصطلاحات الرئيسية المستخدمة مع حائط ساند

- فـــى بعض الأحيان يمكن حذف وإلغاء الكعب الخلفى وبالتالى يصبح حائطاً ساندأ كابولـــياً بدون كعب (without heel) وفى الأحيان الأخرى يتم حذف وإلغاء القدم الأمامى ويطلق على الحائط فى هذه الحالة بدون قدم (without toe).
- ويبيـــن الشكل (١٣-٥) حائط ساند كابولى قياسى حيث يعتبر هذا النوع ويمكن استخدامه إذا ما كان ارتفاع الحائط (H) يتراوح ما بين ٥ - ٧,٥ متر.
- يعتـــبر وزن الـــتربة على كعب الحائط الساند كعامل اتزان (stabilizing factor) ضـــد كل من انقلاب الحائط (overturning) وانزلاقه (sliding) هذا وبجانب ذلك فـــإن وزن الحـــائط (Toe) يضـــيف اتزان آخر للحائط نظراً لزيادة عزم الانحناء الخـــاص باتـــزان الحائط ضد الانقلاب مقاساً حول مركز الدوران (نقطة A) عند بداية القدم.

- إن الحــائط الساند الكابولى بدون قدم (without toe) كما هو مبين يعتبر مناسباً فــى حالــة الحوائط ذات الارتفاع (H) يتراوح ما بين ٤-٥ متر فقط حيث يعتبر الــتراب فوق كعب الحائط عامل مساعد لمقاومة انزلاق الحائط بينما تظل مقاومة الانقلاب محدودة لمثل هذا النوع نتيجة للنقص الكبير فى عزم الانحناء المعاكس المسبب للاتزان حول نقطة (A) كما هو مبين.
- أيضــاً يعتبر الحائط الساند الكابولى بدون كعب (without heel) مناسباً فى حالة الحوائــط ذات الارتفــاع (H) أقل من ٣,٠٠ متر وفى هذه الحالة يعتبر مقاومة الحــائط للانزلاق محدودة الأمر الذى يتطلب ضرورة تزويدها بضفر (key) يمتد فى الأرض رأسياً بالقرب من الحائط الرأسى لمقاومة الإنزلاق.
- إن كــل عنصــر من عناصر الحائط الساند الكابولى ممثلة فى الحائط (wall) أو الكعب (heel) أو القدم (toe) أو الضفر (key) تسلك سلوك الكابولى عند تعرضها للأحمال والإجهادات الواقعة عليها وبالتالى يقال عنها كابولى ومقاومتها للأحمال هى بفعل الكابولى (cantilever action) حيث تتولد إجهادات شد فى أحد الجوانب أو الأســطح وأخــرى ضــغط على الجانب أو السطح الآخر كما هو مبين ويبين الشــكل (١٣-٥) اتجــاه محصــلة الأحمال والضغوط المؤثرة على هذه العناصر وجوانــب الشــد فــى هذه العناصر حيث يتم تزويد هذه الجوانب المعرضة للشد بحديد تسليح لمقاومة عزوم الانحناء وقوى الشد الناجمة عنها.

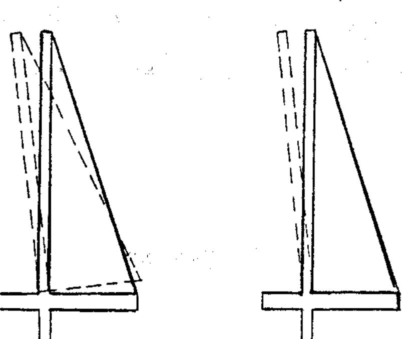


شكل (١٣-٥) فعل الكابولى فى الحوائط الساندة الكابولية

ii - *الحوائط الساندة ذات الدعائم والساندات العرضية:*

Counter forted and Butressed Retaining Walls:

- مثل الحوائط الساندة الكابولية تتكون هذه النوعية من الحوائط الساندة من بلاطة رأسية هى الحائط وأخرى أفقية هى القاعدة والفارق الوحيد أن هذه الحوائط يتم تـزويدها وتقويـتها بعدد من الحوائط العرضية الرأسية تنبثق من بلاطة القاعدة إلـى أعلى وذلك على مسافات على طول الحائط أو البلاطة الرأسية. ويطلق على هـذا الـنوع من الحوائط ذات الدعامات العرضية (Counerforted) إذا ما كانت هـذه الدعائم ناحية خلف الحائط (ناحية التراب) أو فوق الكعب أو ذات الساندات (Butressed) إذا مـا كانـت على الجانب المعاكس لضغط التراب أى فوق القدم (Toe).
- يعتـبر هذا النوع من الحوائط الساندة مناسباً وصالحاً للاستخدام فى حالة ما إذا كان ارتفاع الحائط الكلى (H) يتراوح ما بين ٨ - ١٢ متر.
- نتيجة ضغوط التربة ووزن التربة خلف الحائط الساندة ذات الدعائم العرضية فإن ذلك يعمل على تمزيق (Tearing) وفصل كل من الكعب (Heel) وبلاطات الحائط (wall slabs) عن الدعائم وذلك بالكيفية المبينة بالشكل (١٣-٦).



(a) Tearing of heel from counterfort (b) Tearing of wall from counterfort

شكل (١٣-٦) تمزيق وفصل كعب وبلاطات الحائط عن الدعائم الرأسية فى الحوائط الساندة

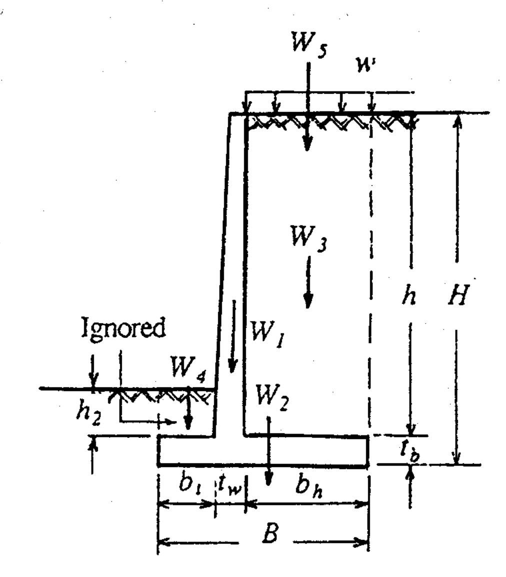
١٣-٣ الأحمال الواقعة على الحوائط الساندة:

إن الأحمال المؤثرة على متر طولى عن حائط ساند نمطى كابولى عبارة عن :

i - *الأحمال الرأسية المؤثرة إلى أسفل:*

وهى نتيجة لكل من (شكل ١٣-٧) :

- وزن الحائط نفسه (W_1).
- وزن القاعدة (W_2).
- وزن التراب الواقع على القاعدة (W_3) ، (W_4) خلف وأمام الحائط.
- وزن الحمل الخارجى المؤثر على التربة رأسياً خلف الحائط والمسمى بـ (Surcharge load) (W_5) والناتج من المرور والعربات أو أى أحمال أخرى.



شكل (١٣-٧) الأحمال الرأسية المؤثرة إلى أسفل على شريحة نمطية من حائط ساند كابولى

ii- ***الضغوط والأحمال الجانبية للتربة خلف الحائط وأمام قدم وضفر الحائط الساند:***

iii- ***ضغوط رد فعل التربة على قاعدة الحائط من أسفل إلى أعلى نتيجة للأحمال فى البند (i) ، (ii) السابقين:***

iv- ***قوى الاحتكاك الأفقية والمتولدة بين القاعدة والتربة أسفلها وفى اتجاه معاكس للحركة المحتملة للحائط:***

i- الأحمال الرأسية:

إن الأحمال الرأسية السابق الإشارة إليها يمكن حسابها وتقديرها كالآتى (شكل ١٣-٧) باعتبار شريحة عرضها ١,٠٠ متر من الحائط.

- وزن الحـــائط نفســـه (W_1) = كثافة الخرسانة × سمك الحائط × ارتفاعه ($\gamma_c \cdot t_w \cdot h$).
- وزن القاعدة (W_2) = ($\gamma_c \cdot t_b \cdot B$)
- وزن التراب خلف الحائط (W_3) = ($\gamma_{soil} \cdot h \cdot b_h$)
- وزن التراب أمام الحائط (W_4) = ($\gamma_{soil} \cdot h_2 \cdot b_t$)
- وزن نتيجة الحمل الـ (Surcharge) (W_5) = ($w \cdot b_h$)

حيث (w) هى كثافة حمل الــ (Surcharge)

، (γ_c) هى كثافة الخرسانة $\gamma_c = 2.5\ t/m^3$

، (γ_s) هى كثافة التربة $\gamma_s = 1.6 \sim 1.8\ t/m^3$

ii- الضغوط والأحمال الجانبية للتربة:

۞ ***نتيجة لضغط التربة الجانبى على الحائط فقط:*** (شكل ١٣-٨)

- بفـــرض التربة جافة وأن مستوى سطحها أفقى خلف الحائط الساند وليس هـــناك أحمـــال (surcharge) علـــيها فإن التربة خلف الحائط سوف تؤثر وتضـــغط بقـــوة ضـــغط أفقية تسمى بقوة الضغط الفعالة للتربة (Active earth pressure) وأن توزيـــع هـــذا الضغط يتناسب مع بعد النقطة على الحـــائط من سطح الأرض (y) وعليه فإن الضغط الفعال عند أى نقطة (y) يمكن التعبير عنه بالآتى :

$$P_{active} = P_a = \gamma_s\, k_a \cdot y \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}1)\ *$$

حيث (k_a) يسمى بمعامل ضغط التربة الفعال وهو يتوقف على نوع التربة (ϕ)

$$\text{i.e.} \quad k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}2)\ *$$

- بالإضـــافة إلى ضغط التربة الأفقى خلف الحائط فإن الحائط تتعرض أيضاً إلـــى ضغط تربة أمام الحائط وضفرها (key) إذا وجد يسمى بضغط التربة السـلبى (Passive earth pressure) قيمـــته عند نقطة على بُعد (y) من سطح الأرض يمكن التعبير عنه بالآتى :

$$P_{passive} = P_p = \gamma_s\, k_p \cdot y \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}3)\ *$$

حيـــث (k_p) يســـمى بمعـــامل ضغط التربة السلبى وهو يتوقف على نوع التربة (ϕ)

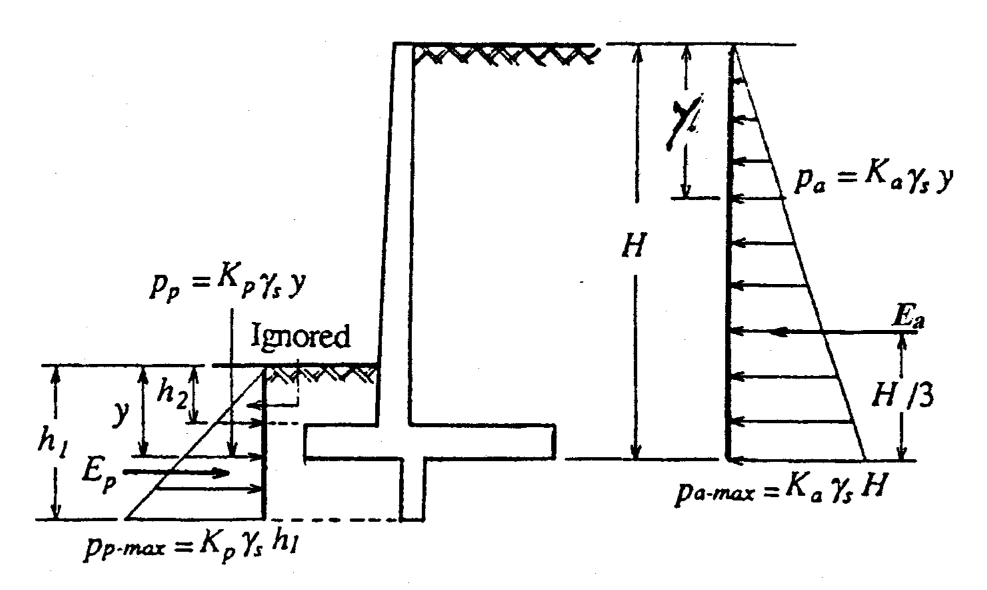
$$k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad \text{...........} \quad (13\text{-}4) \quad *$$

حيث (ϕ) هى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة والتى يمكن تعيينها معملياً أو فرضها طبقاً لنوع التربة كما هو وارد فى الجدول التالى (جدول ١٣-١):

جدول (١٣-١)

المادة خلف الحائط	ϕ°	(k_a)	(k_p)
رمل سائب - طمى	٣٠° - ٣٥°	٠,٢٧ - ٠,٣٣	٣,٠٠ - ٣,٦٩
رمل كثيف	٣٥ - ٤٠°	٠,٢٢ - ٠,٢٧	٣,٦٩ - ٤,٦٠
زلط رملى - أحجار مكسرة	٤٠° - ٤٥	٠,١٧ - ٠,٢٢	٤,٦٠ - ٥,٨٣

- تبيـــن مـــن المعـــادلات السابقة لحساب ضغط التربة الفعال أو السلبى أن العلاقـــة بين هذا الضغط والبُعد (y) هى علاقة خطية تزداد كلما زاد البُعد (y).



شكل (١٣-٨) ضغط التربة الفعال والسلبى على حائط ساند نتيجة للتربة خلف الحائط

وعليـــه فـــإن محصلة قوى الضغط الأفقية هى مساحة المثلثات المناظرة لهذه الضغوط الفعالة والسالبة أى أن :

محصلة قوة الضغط الأفقية الفعالة خلف الحائط تعادل (E_a)

$$E_a = \frac{\gamma k_a H^2}{2} \quad t/m` \quad .... \quad (13\text{-}5)$$

وهى تؤثر فى مركز ثقل المثلث أى على بُعد $\left(\frac{H}{3}\right)$ من القاع كما هو مبين وأيضـــاً محصلة قوة الضغط الأفقية السالبة أمام الحائط تعادل (E_p) بنفس الطريقة :

$$E_p = \frac{\gamma k_p \left(h_1^2 - h_2^2\right)}{2} \quad t/m` \quad .... \quad (13\text{-}6)$$

وهى تؤثر غالباً فى مركز ثقل شبه المنحرف ذو الارتفاع $(h_1 - h_2)$.

- هـــذا وتجـــدر الإشارة إلى أنه غالباً ما يتم إهمال قوة الضغط السلبى أمام الحـــائط الســـاند فـــى الحسابات وذلك نظراً لقلقلة التربة أثناء التنفيذ أو الإنشاء أو ربما يحدث للتربة نحر أمامها.

۞ ***<u>نتـــيجة لضـــغط الحمـــل الواقـــع على التربة رأسياً خلف الحائط (Surcharge pressure):</u>***

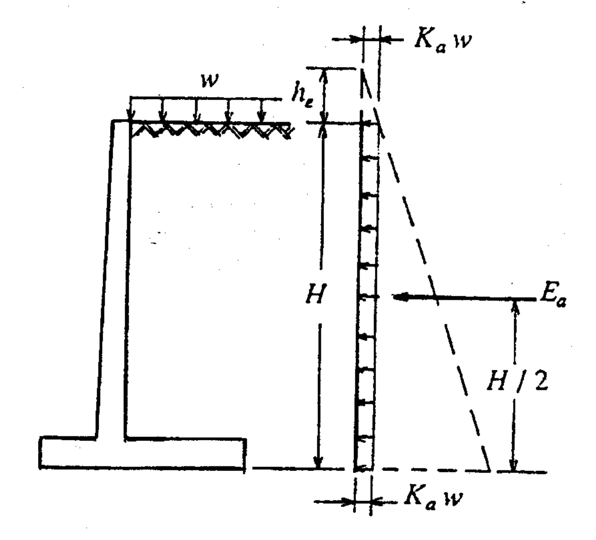
نتـــيجة للحمـــل الرأسى الواقع على التربة $(w \ t/m`)$ فإن ذلك يولد ضغطاً أفقـــياً إضـــافياً على الحائط وهذا الضغط الإضافى الأفقى يمكن تقديره عن طريق إيجاد ارتفاع مكافئ للتربة (h_e) يعادل هذا الحمل الرأسى.

$$\text{i.e.} \quad w = \gamma_s h_e \quad \longrightarrow \quad h_e = \frac{w}{\gamma_s}$$

وعلـــيه يكون الضغط الإضافى الأفقى نتيجة لهذا الحمل (w) يعادل ضغطاً جانبى على الحائط قدره $(\gamma_s k_a \cdot h_e)$.

$$\text{i.e.} \quad P_{surcharge} = \gamma_s k_a \cdot \frac{w}{\gamma_s} = k_a \cdot w \quad .... \quad (13\text{-}7) \quad *$$

وأن هذا الضغط ذو قيمة ثابتة على كامل ارتفاع الحائط ولا يتأثر بموضع النقطة وكما هو مبين بالشكل (١٣-٩).



شكل (١٣-٩) ضغط التربة الفعال على الحائط الساند نتيجة لحمل الـ (Surcharge)

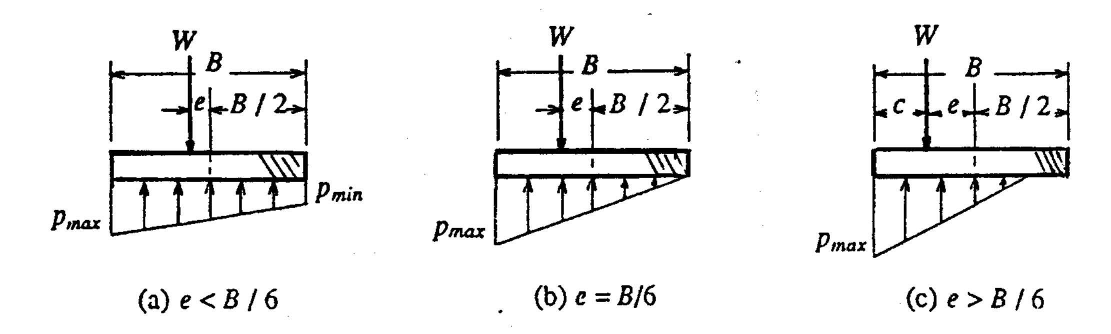
أى أن محصلة ضغط التربة على الحائط الساند نتيجة لحمل الـ (Surcharge) يعادل :

$$E_{surcharge} = k_a \, w \, . \, H \quad t/m`$$

وهذه القوة تؤثر فى مركز ثقل المستطيل الخاص بتوزيع ضغط التربة على الحائط أى فى منتصف الارتفاع أى $\left(\frac{H}{2}\right)$ من قاع الحائط كما هو مبين.

iii- ضغوط رد فعل التربة على القاعدة أو الأساس من أسفل إلى أعلى:

كما أشرنا سابقاً فإن نهاية الحائط واتصالها بالقاعدة المرتكزة على التربة بدورها والمعرضة إلى كلا من الأحمال الرأسية والأفقية السابق الإشارة إليها فى البندين (i) ، (ii) فإن التربة سوف ترد على الأساس بضغط من أسفل إلى أعلى وأن توزيع هذا الضغط على الأساس أو القاعدة يتوقف على مقدار لا مركزية محصلة الأحمال الواقعة على القاعدة ويبين الشكل (١٣-١٠) الاحتمالات الثلاثة المحتملة نحو كيفية توزيع ضغط التربة (رد فعلها) على الأساس وهى توزيع خطى ويأخذ إحدى الحالات الثلاثة التالية والمبينة بالشكل (١٣-١٠) :



(a) $e < B/6$ (b) $e = B/6$ (c) $e > B/6$

شكل (١٣-١٠) توزيع ضغط التربة على القاعدة

الحالة الأولى : محصلة القوى تقع داخل الثلث الأوسط لعرض القاعدة:

i.e. $\left[e < \frac{B}{6}\right]$

وفى هذه الحالة يكون توزيع ضغط التربة على شكل شبه منحرف كما هو مبين وأن قيمة أقصى وأقل ضغط يقع على حواف القاعدة بالقيم التالية :

$$\left.\begin{aligned} f_{max} &= \frac{W}{B}\left[1+\frac{6e}{B}\right] \le f_{n\ all\ soil} \\ ، \quad f_{min} &= \frac{W}{B}\left[1-\frac{6e}{B}\right] > 0 \end{aligned}\right\} \quad \text{..........} \quad (13\text{-}8)$$

حيث (f_{max}) ، (f_{min}) : هما قيمة أقصى وأقل قيمة للإجهادات الواقعة على التربة ويجب ألا تتعدى أقصى قيمة الإجهاد الصافى المسموح به لنوعية التربة عند منسوب التأسيس

، (W) : هو قيمة محصلة القوى الرأسية المؤثرة حتى منسوب التأسيس

، (B) : هو عرض القاعدة

، (e) : هو مقدار ترحيل الحمل (W) عن مركز ثقل القاعدة وهى تساوى $\left(\frac{M}{W}\right)$ حيث (M) هو قيمة محصلة عزم الانحناء المؤثر من جميع القوى الرأسية والأفقية المؤثرة على الحائط والقاعدة عند مركز القاعدة وحول محورها الأساسى

الحالة الثانية : محصلة القوى تقع عند الثلث الأوسط لعرض القاعدة:

i.e. $\left[e = \frac{B}{6}\right]$

وفـــى هـــذه الحالة يكون توزيع الإجهادات الواقعة على التربة شكل مثلثى كما هو مبين بالشكل حيث يكون الإجهاد عند حافة قدم الحائط هو أقصى ما يمكن ويساوى صفراً عند حافة كعب الحائط وأن أقصى قيمة للضغط هى :

$$f_{max} = \frac{2\,W}{B} \le f_{n\,all}$$

وأيضـــاً يجـــب ألا تتعدى هذه القيمة أقصى إجهاد مسموح به صافى للتربة عند منسوب التأسيس ($f_{n\,all}$).

الحالة الثالثة : محصلة القوى تقع خارج الثلث الأوسط لعرض القاعدة:

i.e. $\left[e > \frac{B}{6}\right]$

وفـــى هـــذه الحالة يكون توزيع الإجهادات خطياً على التربة كما هو مبين بالشكل (١٣-١٠) حيث يتولد إجهاد ضغط ذو قيمة قصوى عند حافة قدم الحائط وإجهـــاد شـــد ذو قيمة قصوى عند حافة كعب الحائط وحيث أن التربة لا تتحمل إجهـــادات شـــد إذن يكـــون توزيـــع الضغط على التربة هو مثلثياً أيضاً ذو قيمة قصوى عند حافة قدم الحائط وصفراً عند نقطة تبعد بمسافة قدرها (3 c) من هذه الحافة المعرضة لأقصى ضغط حيث :

$$f_{max} = \frac{2\,W}{3\,c} \le f_{n\,all} \qquad \text{............} \qquad (13\text{-}9)$$

حيث :

$$c = \frac{B}{2} - e \qquad \text{............} \qquad (13\text{-}10)$$

وأيضاً يجب أن لا تتعدى قيمة (f_{max}) عن أقصى إجهاد مسموح به صافى للتربة.

iv- **قوى الاحتكاك الأفقية *(Frictional Forces)*:**

- حيـــث أن الحـــائط الســـاند يمكن أن يحدث لها إزاحة أفقية نتيجة لقوى الضغط الأفقـــية السابق الإشارة غليها فإن ذلك يلقى مقاومة فى الاتجاه المعاكس نتيجة

لمـــا يسمى بقوى الاحتكاك التى تعمل بين مستوى تلامس السطح السفلى للقاعدة والتربة أسفلها وأن قيمة قوى الاحتكاك هذه يمكن تقديرها كالآتى :

$F = \mu . W$

حيث (F) قوة الاحتكاك ، (W) هو مجموع القوى الرأسية المؤثرة على القاعدة ، (μ) هو معامل الاحتكاك بين التربة ومادة قاعدة الحائط

- ويبين الجدول التالى جدول (١٣-٢) قيمة معامل الاحتكاك بين الخرسانة وأنواع مختلفة من التربة.

جدول (١٣-٢)

نوع التربة	معامل الاحتكاك (μ)
تربة خشنة بدون طين	٠,٥٥
تربة خشنة مع مواد ناعمة (طين)	٠,٤٥
تربة طينية	٠,٣٥

١٣-٤ القيم التجريبية والعملية السائدة لأبعاد الحوائط السانـدة:

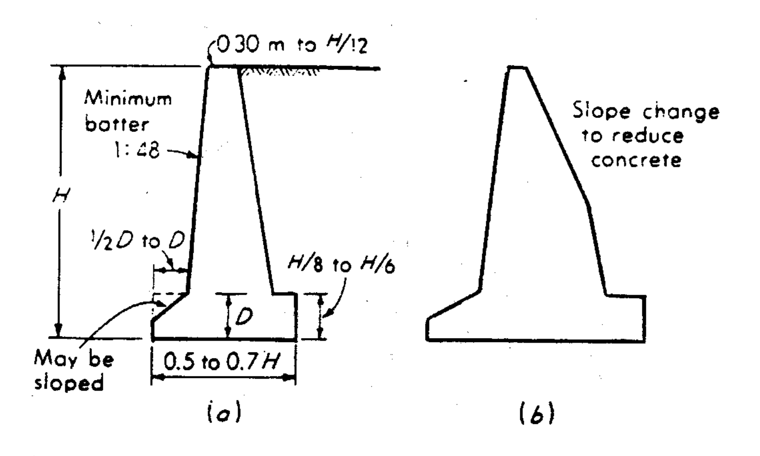
13-4 Emperical and Common Proportions of Retaining Walls:

★ نظراً لأن تصميم الحوائط الساندة غالباً ما يبحث عن أبعاد الحائط وسمكه الذى يؤثــر بالتالى على اتزانه بحيث يصبح آمناً لتحمل جميع أنواع الإجهادات المتولدة عليه بأمـــان تـــام وعليه فإن حلقة التصميم تعتبر حلقة مغلقة حيث كمحاولة أولى يتم فرض بعــض الأبعـــاد والأسماك الخاصة بالحائط ثم يعاد حساب تلك الأسماك والأبعاد والتحقق منها وإذا لزم الأمر يمكن تغييرها حتى تصبح آمنة.

★ هـــناك طرق مختلفة لفرض أبعاد الحوائط ابتدائياً تعرض منها ما يلى كمحاولة أولـــى لـــبعض أنـــواع الحوائط [الثقيلة (gravity) أو الكابولية المسلحة) وذلك بغرض الوصول إلى التصميم الأمثل (Optimum Design) وذلك كالآتى :

أ) الحوائط الثقيلة *(Gravity Walls)*:

★ إن شـــكل الحوائـــط الثقـــيلة غالباً ما يكون على شكل شبه منحرف وإن كان بعضها يبنى بظهر منكسر (Brocken back) كما هو مبين بالشكل (١٣-١١).



شكل (١٣-١١) أبعاد الحوائط الثقيلة فرضاً

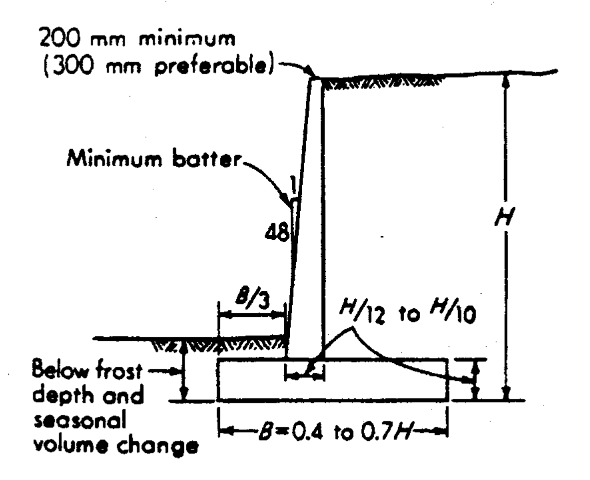
★ يمكــن أخــذ أبعــاد الحوائط الثقيلة كما هو مبين بالشكل (١٣-١١) حيث يتم اختــيار أبعــاد القــاعدة (B) من (٠,٥ - ٠,٧) ارتفاع الحائط الكلى (H) وبحيث تقع محصــلة وزن الحــائط والأتــربة وضغط التربة فى الثلث الأوسط للقاعدة ، وفى نفس الوقت يختار سمك الحافة العليا للحائط بقيمة تعادل $\left(\frac{H}{12}\right)$ على ألا تقل عن ٣٠ سم.

★ هذا وتجدر الإشارة إلى أن أكثر القطاعات حرجاً فى هذا النوع من الحوائط هو الذى يربط القدم ببقية الحائط وعليه يجب حساب إجهادات الشد فى أسفله.

ب) الحوائط الكابولية *(Cantilever Walls)*:

★ يبين الشكل (١٣-١٢) كروكى مبيناً عليه الأبعاد الابتدائية لحائط ساند كابولى حيــث يختار سمك الحافة العليا للحائط بحيث لا يقل عن ٢٠ سم ويفضل ٣٠ سم وذلك لتيســير صب الخرسانة ودمكها وكذلك لتأمين سلامة الجزء العلوى من الحائط ضد أية حــوادث قد تتسبب فى كسر قمة الكابولى ويجب اختيار السمك السفلى للحائط الكابولى بما يعادل $\left(\frac{H}{12} - \frac{H}{10}\right)$ لمقاومة إجهادات القص بدون الحاجة لتسليح خاص للقص بالحائط.

★ هــذا وتخــتار أبعــاد القاعدة (B) ما بين [0.4 ~ 0.7 H] وبحيث تقع محصلة القــوى فــى الثلــث الأوسط من هذا البُعد (B) كما ذكرنا سابقاً حتى نتجنب الإجهادات العالية عند القدم وأيضاً تجنب انفصال القاعدة عن التربة عند الكعب.



شكل (١٣-١٢) أبعاد الحائط الساند الكابولى

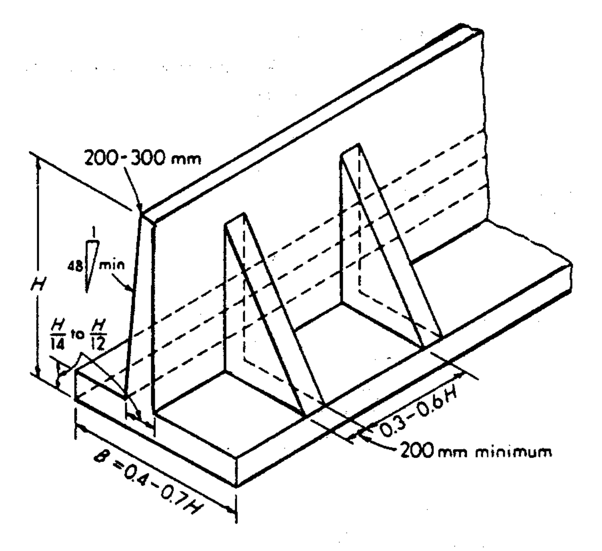
★ هــذا وتجدر الإشارة إلى أن الحوائط غالباً ما تنفذ بميل لوجه الحائط (وأحياناً يــنفذ هــذا المــيل فــى الوجه الخلفى كما هو الحال فى أكتاف الكبارى) لتوفير بعض الخرســانة مــن ناحية وأيضاً لإخفاء ميل الحائط إلى الأمام من ناحية أخرى وذلك عند تكــون ضغط التربة السلبى فيضفى هذا سقوط بالراحة لدى مستخدمى الحائط إذ أن أى مــيل إلــى الأمــام للحائط حتى ولو كان ضئيلاً سريعاً ما يلاحظه الناس وينتابهم وقتها شعوراً بعدم اتزان الحائط مع إحساس بأنه على وشك الانهيار.

★ هــذا بالإضافة إلى القول بأنه فى حالة الحوائط ذات الارتفاعات التى تقل عن ٣,٠٠ مــتر ($H \leq 3.0$ m) يتم تنفيذها بسمك ثابت وكذلك حوائط الأساسات وذلك لتقليل نفقات الشدات الخشبية.

جـ) الحوائط الكابولية ذات الدعائم أو الشدادات *(Counterforted Walls)*:

★ كمــا ذكرنا أن هذا النوع من الحوائط الساندة يكون فعالاً واقتصادياً إذا ما زاد ارتفــاع الحائط (H) عن ٧,٠٠ متر ويبين الشكل (١٣- ١٣) قيماً استرشادية ابتدائية لأبعاد ونسب أجزاء الحائط.

★ إن اختــيار الحوائط ذات الشدادات لا بد وأن يكون بعد دراسة تكاليف الحائط مقــابل الــزيادة فى تكاليف الشدة والتسليح والعمالة بالمقارنة بالحائط الكابولى العادى الذى يعطى بالطبع قطاعات أكبر لنفس الارتفاع.



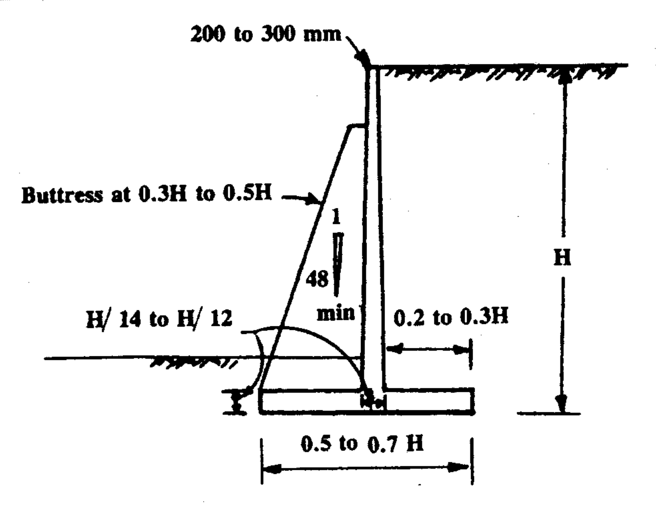
شكل (١٣ - ١٣) الأبعاد التقريبية لحائط ساند ذو دعائم أو شدادات

* هـذا وتجدر الإشارة إلى أنه فى حالة اختيار هذا النوع من الحوائط يجب عند اختيار تقسيط الشدادات (الدعائم) إجراء بعض المحاولات (trials) وذلك بغرض الوصول إلى الحد الأدنى للتكاليف، مع مراعاة أن اختيار تقسيط يتراوح ما بين ثلث ونصف ارتفاع الحائط يعطى أفضل تصميم اقتصادى.

* هذا ويمكن بدء الشداد من أعلى الحائط أو ترك طرف ممتد كابولى من الحائط (over hanging part) مع بدء الشداد على مسافة ما من قمة الحائط مع ملاحظة ومراعاة أن الحائط الممتد الطرف يعطى سهولة فى بناء وتنفيذ الشدة ورص حديد التسليح فى الشدادات.

د) الحوائط ذات الساندات *(Buttressed Walls)*:

* وهذه هى حالة ما تكون الأعصاب أو الدعائم الخاصة بالحوائط الساندة تقع أمام الحائط وليس خلفها كما هو الحال فى الحوائط الكابولية ذات الدعائم أو الشدادات وبذلك تكون هذه الدعامات الأمامية ساندات وتكون طريقة التصميم مماثلة لتلك الحوائط ذات الدعائم وغالباً ما تكون أبعاد الحائط مماثلة لتلك الموضحة بالشكل (١٣-١٤) هذا مع التذكرة بأن هذه الحوائط تكون اقتصادية للارتفاعات التى تزيد عن ٧,٠٠ متر.



شكل (١٣-١٤) حائط كابولى ذو ساندات

★ هـذا ويجـب التنويه إلى أنه بالرغم من أن الساند الموجود أمام الحائط يعمل كضـاغط للحـائط إلا أنه لا يعتبر عضو ضغط (Comp. member) بل على العكس فهو كـابولى معـرض لشـد جهة الحائط وضغط بعيداً عن الحائط وعليه يجب تصميمه كأى كـابولى مثبـت عند قاعدته ومعرض لقوة موزعة توزيعاً قريباً من المثلث ومنقول إليه من الحائط الأمامى (البلاطة الرأسية).

١٣-٥ انتزان الحوائط (Stability of Walls):

١٣-٥-١ مقدمة:

عند تصميم أى حائط ساند يلزم تحقيق شرطين أساسيين :

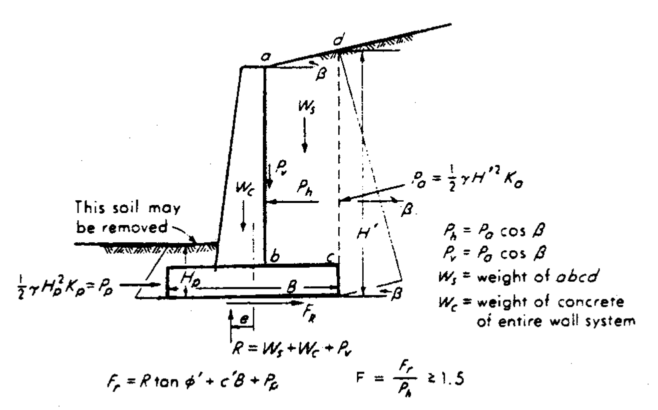
١- تحقيق الاتزان الخارجى الكلى (overall stability) ويتم ذلك بمنع حدوث انهيار كلـى للحـائط ككـتلة واحدة إذا ما انزلقت الحائط إلى الأمام أو دارت حول قدم الحـائط وانهـارت تمامـاً أو مالـت بدرجة كبيرة لا تسمح باستخدام الحائط مع لخطـورة ذلـك أو لسوء منظره أو كليهما وهذا الاتزان يتم تحقيقه عن طريق توفـير معـامل أمـان كـافى ضد كل من الانقلاب (over turning) أو الانزلاق (sliding) للحائط كما سوف يرد فيما بعد.

٢- تحقـيق الاتـزان الإنشـائى (Structural Stability) والمقصـود به أن تكون القطاعات الحرجة المختلفة لجميع العناصر الإنشائية المكونة للحائط الساند قادرة على تحمل الإجهادات المؤثرة عليها دون أن تنهار.

١٣-٥-٢ متطلبات الاتزان الخارجى الكلى:

١ - *معامل الأمان ضد الانزلاق:*

• يبيـن الشـكل (١٣-١٥-أ) حائط ساند والقوى المؤثرة عليه بما فيها القـوى المسـببة للانزلاق والقوى المقاومة له [وهى قوى الاحتكاك (F) الكلية وضغط التربة السلبى للحائط].



Forces involved in the sliding stability of a retaining wall.

شكل (١٣-١٥-أ) اتزان الحائط ضد الانزلاق

• فـى هذا الشكل (١٣-١٥) يتبين أن القوة المقاومة للانزلاق هى (F_R) تعادل ($F_R = R \cdot \tan\phi + C`B + P_p$) حيث :

$R = W =$ مجموع القوى الرأسية على الأساس

$C` = (0.6 - 0.8)\ C =$ معامل تماسك التربة على الأساس

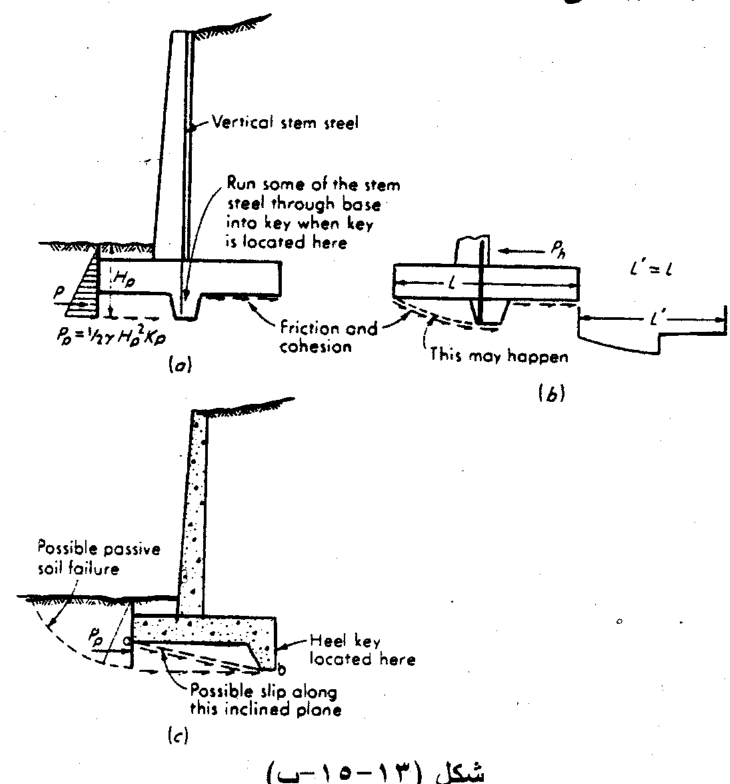
$P_p =$ محصلة قوة الضغط السلبى للتربة

ملحوظات هامة:

١- يؤخذ ضغط التربة السلبى (Passive Pressure) كقوة مقاومة للانزلاق إذا ما كان هناك ضمان بعدم حفر التربة أو إزالتها أو تعرضها للنحر من أمام قدم الحائط.

٢- لـزيادة قـيمة ضغط التربة السلبى كقوة مقاومة للانزلاق يتم عمل ضفر (key) فـى القـاعدة وكما هو مبين بالشكل (١٣-١٥-ب) عادة ما يشكل الضفر أسفل الحائط ويمتد بالتالى حديد تسليح الحائط خلال هذا الضفر مع

ملاحظـــة هـــنا أن يكون الضفر منحرفاً قليلاً عن الحائط جهة الكعب وذلك حـــتى يتســـنى لحديـــد التسليح للحائط أن يعمل كحديد شد فى الضفر كما سوف يرد فى الأمثلة.



شكل (١٣-١٥-ب)

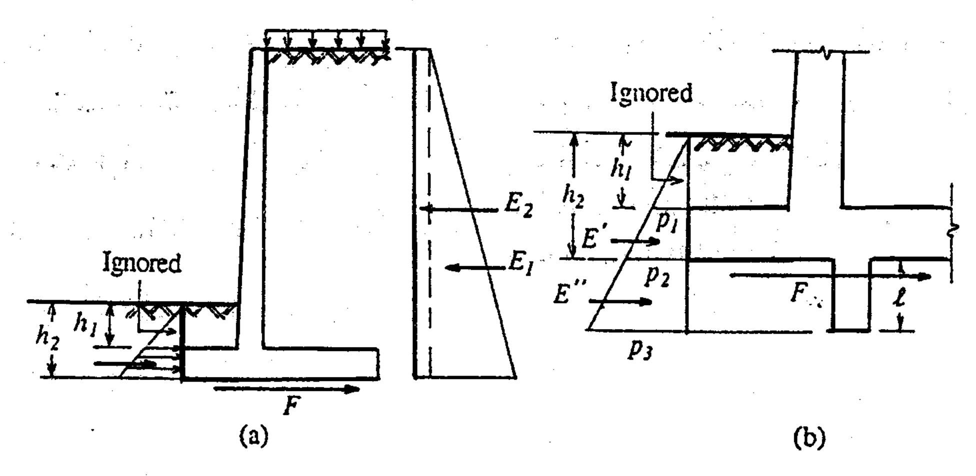
٣- الســـبب فـــى أخذ وتخفيض قيمة (C`) عن (C) هو القلقلة التى تصاحب إنشاء الحائط وأن التربة الطينية لن تتمكن بسهولة استعادة قيمة التماسك مع القاعدة.

• ولتحقـــيق الاتزان يجب توفير معامل أمان ضد الانزلاق من نسبة القوى المقاومـــة ضـــد الانزلاق إلى القوة المسببة له (المسببة للتحرك) ويجب ألا يقل قيمة معامل الأمان عن ١,٥٠ للردم الرملى وعن ٢,٠٠ للردم الطينى أى أن :

$$\text{i.e.} \quad F.S = \frac{\text{مجموع القوى المقاومة للاتزان}}{\text{مجموع القوى المسببة للانزلاق}} = \text{معامل الأمان ضد الانزلاق}$$

$$\therefore \quad F.S = \frac{F_R \text{ or } \left[R \tan\phi + C`B + P_p\right]}{(E_1 + E_2)(\Sigma \text{ Horizontal acting force})} > 1.5 \text{ or } 2.0 \quad .... (13\text{-}11)$$

• وفـــى حالـــة عندما يكون معامل الأمان أقل من (١,٥) أو (٢) يجب فى هذه الحالة ضرورة عمل ضفر (key) بالوضع المبين بالشكل (١٣-١٦).



شكل (١٣-١٦) الاتزان ضد الانزلاق

• ولإيجـــاد طول الضفر (ℓ) وبالإشارة إلى الشكل (١٣-١٧) السابق فإنه فى حالة استعمال هذا الضفر فإن اتزان القوى يؤدى إلى :

$$F + E` + E`` \geq 1.5\,(E_1 + E_2) \qquad \text{...........} \qquad (13\text{-}12)\ *$$

وحيث أن :

$$E` = \frac{\gamma\, k_p}{2}\left(h_2^2 - h_1^2\right)$$

$$F = R \tan\phi + C`\,B$$

$$، \quad E_1 = \frac{\gamma_s\, k_a\, .\, H^2}{2} \qquad , \qquad E_2 = k_a\, .\, w\, .\, H$$

$$، \quad E`` = \frac{\gamma_s\, k_p}{2}\left[(\ell + h_2)^2 - h_2^2\right]$$

وبالتعويض عن هذه القيم فى المعادلة السابقة ينتج

$$\therefore \quad R \tan\phi + C`B + \frac{\gamma\ k_p}{2}\left(h_2^2 - h_1^2\right) + \frac{\gamma_s\, k_p}{2}\left[(\ell + h_2)^2 - h_2^2\right]$$

$$\geq 1.5\left[\frac{\gamma_s\, k_a\, .\, H^2}{2} + k_a\, .\, w\, .\, H\right]$$

وكـــل القيم معلومة ما عدا الطول (ℓ) والتى يتم تقريبها وزيادتها إلى أقرب ١٠ سم عند التنفيذ.

٢- *معامل الأمان ضد الانقلاب:*

ويحسب معامل الأمان ضد الانقلاب من نسبة مجموع عزوم القوى حول طرف أو وحافة القدم المسببة للاتزان إلى مجموع عزوم القوى حول نفس النقطة والمسببة للدوران أو الانقلاب بحيث يكون هذا المعامل أكبر من ١,٥ فى حالة الردم الرملى ولا يقل عن ٢,٠٠ فى حالة الردم الطميى أو الطينى.

i.e. $F.S = \dfrac{\Sigma \text{ Stabizing moments}}{\Sigma \text{ Over turning moments}}$ = معامل الأمان ضد الانقلاب ..... *(13-13)

أى أنه بالإشارة إلى الشكل (١٣-١٥) فإن :

مجموع عزوم الانحناء المسببة لاتزان الحائط =

$M_{RS} = W_1 . x_1 + W_2 . x_2 + (W_3 + W_4) . x_3$

مجموع عزوم الانحناء المسببة للدوران أو الانقلاب =

$M_{over} = E . y_1 + E_2 . y_2$

$\therefore \quad F.S = \dfrac{M_{RS}}{M_{over}} \geq 1.5 \text{ or } (2)$ .... (13-13)

١٣-٥-٣ متطلبات الاتزان الإنشائى:

إن متطلبات الاتزان الإنشائى هو :

١- توفير معامل أمان ضد انهيار التربة بالتحميل.

٢- أقصى هبوط التربة تحت الحائط لا يتعدى الحدود المسموح بها لنوعية التربة.

٣- إن جميع القطاعات الحرجة ذات أبعاد وحديد تسليح كافى لمجابهة القوى الداخلية المتولدة فيها.

- *بالنسبة لتوفير معامل أمان ضد انهيار التربة:*

يتم ذلك بحيث لا تتعدى أقصى إجهاد واقع على التربة من جراء جميع الأحمال الواقعة على القاعدة أعلى التربة عن أقصى قيمة مسموح بها لنوعية التربة وكما ذكرنا سابقاً بحيث :

i.e. $f_{max} = \dfrac{W}{B}\left[1 \pm \dfrac{6e}{B}\right] \leq f_{n\,soil\,all}$ .... * (13-14)

- *بالنسبة لأقصى هبوط للتربة أسفل القاعدة:*

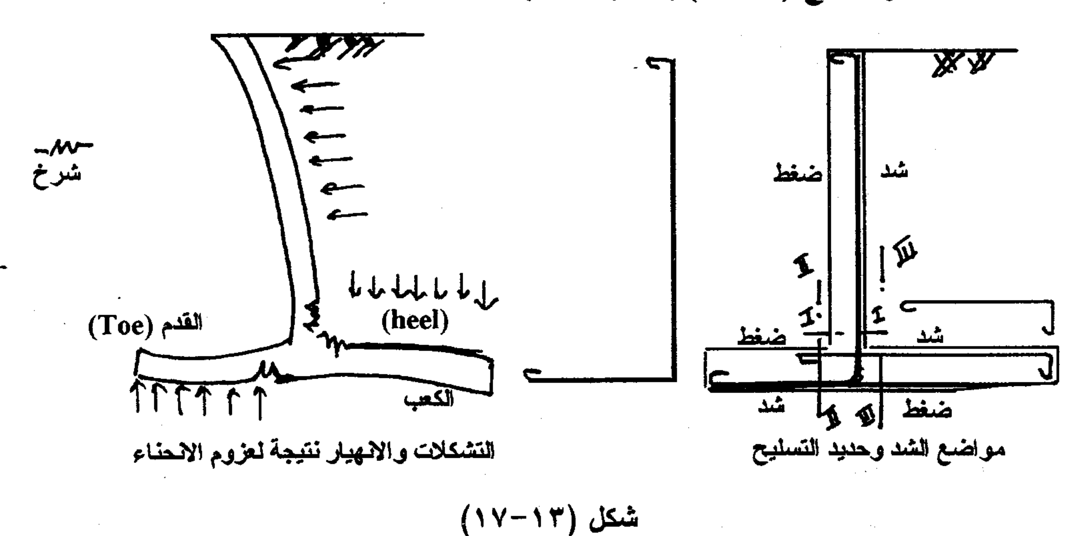
- كمـــا هو معروف فإن الحوائط المشيدة على تربة رملية لا تعانى غالباً من الهبوط طويل المدى كالذى يحدث أثناء تصلب التربة الطينية ويكون معظم الهـــبوط فى هذه الحالة هبوط مرن ويحدث كله أو معظمه أثناء الإنشاء. أمـــا الحوائـــط المشيدة على تربة طينية فإن الهبوط يجب تقديره وتقنينه وتجنـــب هـــبوط نســـبى متفاوت (غير متساوى) وذلك عن طريق تصميم الحائط بحيث تقع المحصلة قريبة من منتصف القاعدة وهذا يقلل من ميل الحائط (Tilting).
- إن عـــدم الهـــبوط فى الحوائط المشيدة على الصخر يمثل مشكلة من نوع آخـــر ألا وهـــى أن عدم ميل الحائط إلى الخارج لن يسمح لضغوط التربة لتكويـــن الضغط الإيجابى (الفعال) (active pressure) وعليه فإن قطاعات الحـــائط الـــناتجة فى غياب هذا التحرك ستكون غير اقتصادية، وللسماح بالحركة المطلوبة يتم وضع وسادة من الرمل بسمك حوالى ٣٠ سم أسفل القاعدة.
- هـــذا وتجـــدر الإشـــارة إلى أن الهبوط الغير متساوى فى الاتجاه الطولى للحـــائط والمحـــتمل حدوثه وخاصة إذا ما كان هذا التباين ممتداً لمسافات كبـــيرة يـــنعدم فيها تأثير عمل الحائط ككوبرى (Bridge-over) فوق تلك المـــناطق المنضغطة. وينجم ذلك حدوث شروخ رأسية فى الحائط وتصدع الحائط.
- هـــذا وتجـــدر الإشـــارة إلى أنه يمكن زيادة مقاومة التربة أسفل الحوائط باســـتخدام تـــربة إحلال باستبدال التربة الضعيفة أو تقويتها وتثبيتها كما يمكن اللجوء إلى استخدام الأساسات الخازوقية إذا كانت الطبقات السطحية ضـــعيفة أو منضـــغطة لضمان ثبات الحائط ولمنع الهبوط الغير متساوى سواء عرضياً أو طولياً على امتداد الحائط.

- *بالنسبة لمقاومة القطاعات الحرجة للعناصر الإنشائية المكونة للحائط:*

• لأى حـــائط ســـاند كابولى على شكل حرف (T) والمبين بالكروكى شكل (١٣-١٧) ومكـــون مـــن جـــزء الحـــائط (stem) والكعب (Toe) والقدم (heel)

والمعرض لضغط جانبى خلف الحائط فإنه يحدث تشكلات فى هذه المكونات طبقاً لما هو مبين حيث بالنسبة للجذع يحدث شد على السطح الداخلى خلف الجذع وكذلك يحدث الشد على السطح السفلى للكعب والسطح العلوى للقدم الأمر الذى يتطلب ضرورة وضع حديد التسليح فى مواضع الشد هذه لذلك فإن القطاعات الحرجة هى :

القطاع (I-I) بالنسبة للجذع
والقطاع (II-II) بالنسبة للقدم
والقطاع (III-III) بالنسبة للكعب



شكل (١٣-١٧)

• كأى منشأ خرسانى فإن جميع القطاعات الحرجة فى جميع العناصر الإنشائية المكونة لهذا المنشأ يجب أن تكون آمنة وذات مقاومة (قطاع وحديد تسليح) قادرة على تحمل القوى الداخلية التى تتولد فيها نتيجة للقوى الخارجية وهى عزوم الانحناء (M) والقوى القاصة (Q) وعليه فإنه يجب تحقيق الشرطين التاليين:

$$M_{internal} \geq M_{external}$$

$$Q_{internal} \geq Q_{external}$$

بجانب ضرورة استيفاء بعض الاشتراطات التالية اللازمة لأداء هذه القطاعات بكفاءة عالية منها :

١- ضرورة وضع حديد التسليح بالقرب من السطوح الخارجية مع ضرورة تحقيق غطاء خرسانى لا يقل عن ٥-٧ سم فى حالة ملامسة القطاعات للتربة.

٢- تحقيق مواضع إنهاء حديد التسليح بالنسبة لمناطق الشد والضغط وعمل الوصلات اللازمة فى الأماكن المسموح بها وطبقاً للكود المصرى لتصميم وتنفيذ الخرسانة المسلحة.

٣- يجب تحقيق الحد الأدنى لحديد التسليح الرئيسى لكل من الحائط والقاعدة.

٤- يتم وضع حديد التسليح فى الحوائط ذات سمك أكبر من ٢٥ سم فى صورة صفين الصف الخارجى (الغير ملاصق للتربة) يعادل حوالى من (٢/١ - ٣/٢) كمية الحديد المطلوبة بينما الصف الداخلى (الملاصق للتربة) يعادل حوالى من (٣/١ - ٢/١) كمية الحديد المطلوبة.

٥- يجب ضرورة وضع حديد ثانوى لزوم الانكماش والحرارة يعادل ٠,٢% من مساحة القطاع الخرسانى ويتم توزيعها على كامل طول الحائط.

٦-١٣ ملحوظات هامة عند تصميم وتنفيذ الحوائط الساندة:

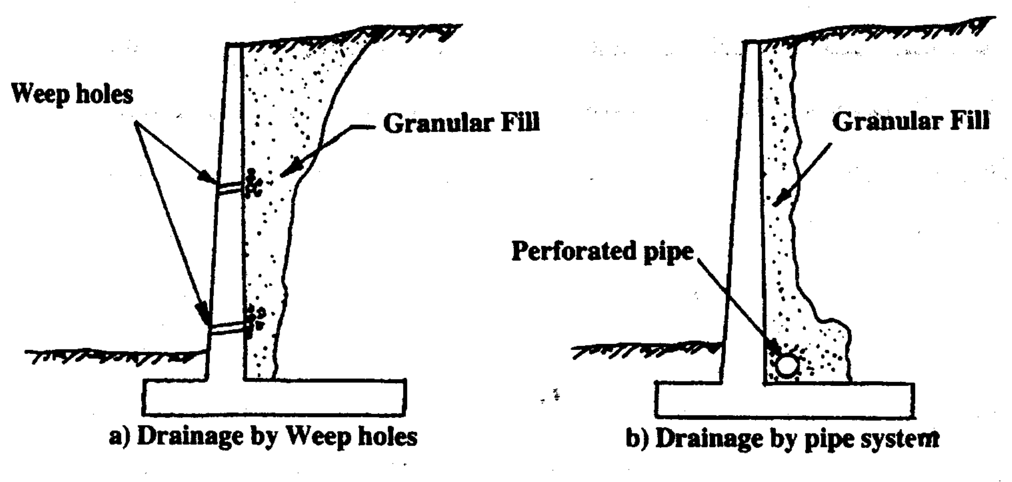
١- عند تصميم قطاعات الحائط الساند فإن استخدام قيمة الضغط الإيجابى الفعال لا يكون صحيحاً إلا للقطاعات العليا من الحائط ويستحسن إستخدام قيماً أعلى من ذلك للقطاعات القريبة من القاعدة [قيماً تقترب من حالة الراحة (Pressure at Rest)]. على أن تلك التوصية لا تسرى فقط على القطاعات الخرسانية وعلى التصميم الإنشائى حيث تكون القطاعات مسئولة عن مقاومة ضغط التربة فى جميع مراحل الإنشاء وعلى طوال عمر الحائط إلا أن متطلبات الاتزان تكون أقل من ذلك والسبب أن انهيار الحائط بالانزلاق أو الدوران يكون مصحوباً بحركة كبيرة مما يعطى كامل الفرصة للضغط الجانبى أن يصل إلى الحد الأدنى وعليه فدراسة اتزان الحائط تتم تحت ضغوط التربة الإيجابية.

٢- عند تقدير خواص التربة المستخدمة كردم خلف الحائط يجب مراعاة أن التربة الطبيعية غير المقلقلة تعطى ضغطاً إيجابياً أقل من التربة المقلقلة وذلك نظراً لكبر معاملات القص للتربة الغير مقلقلة كما وأن وحدة أوزان التربة المستخدمة

لحساب الضغط الفعال يجب أن تكون وحدة الأوزان للتربة المدموكة وليست السائبة أى أنه يجب البحث عن أسوأ تأثير لضغط وحالة التربة خلف الحائط.

٣- يجب مراعاة وضرورة أخذ منسوب المياه الحرة خلف الحائط حيث أن ذلك يؤدى إلى زيادة كبيرة فى الضغط الجانبى على الحائط الساند وبالرغم من استخدام وحدة الأوزان المعومة (γ_{subm}) للتربة فإن محصلة القوى الجانبية يزيد فى وجود سطح ماء حر عن تربة مشبعة بالماء. على أن بعض الحوائط الساندة تكون معرضة لهذا الضغط الهيدروستاتيكى نظراً لظروف التشغيل الخاصة بتلك الحوائط وذلك كما هو الحال فى الحوائط المكونة للأحواض الجافة الخاصة بإصلاح السفن وجدران الأنفاق المشيدة بجوار مصادر مياه مستمرة كالبحار أو الأنهار الكبيرة.

٤- يجب ضرورة تزويد الحوائط الساندة بنظم صرف المياه من خلف الحائط وتتراوح تلك النظم من فتحات (Weep Holes) فى الحائط الرأسى (Stem) إلى مد ماسورة مثقبة على بلاطة الكعب موازية للحائط ومؤدية إلى مصرف خارجى لسحب المياه من خلف الحائط. ويبين الشكل (١٣-١٨) فتحات الصرف ونظام الصرف المغطى المستخدمان لحماية الحائط من تواجد سطح مياه حرة أو حتى وصول التربة خلف الحائط إلى درجة التشبع (Saturation State) الغير مستحب كما ذكرنا سابقاً.



شكل (١٣-١٨) طرق صرف المياه من خلف حائط ساند

١٣-٧ خطوات تصميم الحوائط الساندة الكابولية:

١- يـــتم فرض أبعاد وقطاعات ابتدائية تقديرية أولية للعناصر المكونة للحائط الساند (الحائط - الكعب - القدم).

٢- يتم حساب الأحمال التشغيلية الواقعة على الحائط وهذه الأحمال تتضمن :

أ) وزن الحائط والقاعدة.

ب) وزن التربة أعلى كعب الحائط.

جـ) الحمل الواقع على التربة عند سطح الأرض (Surcharge).

د) الضـــغط الجانـــبى الفعـــال للتربة خلف الحائط نتيجة ضغط التربة والحمل الواقع على التربة عند السطح.

هـ) الضغط الجانبى السلبى.

وذلك كما شرحنا سابقاً.

٣- يتم التحقق من شروط الاتزان والاستقرار للحائط وذلك بتحقيق :

- معامل الأمان ضد الانزلاق $F.S = \frac{F_R}{(E_1 + E_2)} \geq (1.5) \text{ or } (2)$

- معامل الأمان ضد الانقلاب $F.S = \frac{M_{stab}}{M_{over}} \geq (1.5) \text{ or } (2)$

- معامل الأمان ضد انهيار التربة $f_{max\ soil} \leq f_{net\ all\ soil}$.

٤- يـــتم عمل التصميم الإنشائى للقطاعات الحرجة لجميع العناصر الإنشائية المكونة للحـــائط الســـاند [الجذع (wall) والكعب (Hell) والقدم (Toe)] وذلك عن طريق إيجاد السمك وحديد التسليح اللازم لمقاومة القوى الداخلية المتولدة فيها.

٥- يـــتم عمل رسومات للأبعاد الخرسانية وتفاصيل حديد التسليح مبيناً عليها الأبعاد والمناسيب وخلافه.

١٣-٨ تصميم الحوائط الساندة لمقاومة القـوى الداخلية المتولدة فيها (التصميم الإنشائى للحوائط):

★ بخـــلاف الاتزان الخارجى ومنع انهيار التربة السابق الإشارة إليهما يتم إيجاد القـــوى الداخلـــية المؤثـــرة على العناصر المكونة للحائط الساند وذلك بعد حساب قيمة القـــوى الخارجـــية المؤثـــرة علـــيها من أوزان التربة وضغوطها ثم باستخدام التحليل الإنشـــائى واتـــزان القـــوى الخارجـــية مع الداخلية المتولدة فى هذه العناصر يتم إيجاد

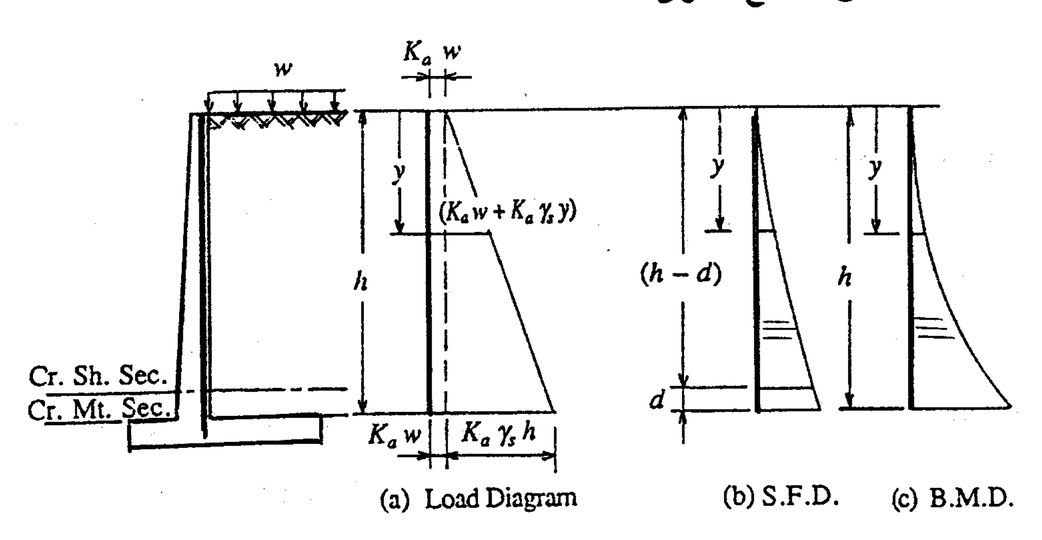
وتوزيـــع كــل مـــن عـــزوم الانحناء والقوى القاصة على هذه العناصر وبالتالى تحديد القطاعـــات الحـــرجة ومـــن ثـــم أقصى قوى داخلية ممثلة فى أقصى قيم لكل من عزوم الانحـــناء والقـــوى القاصة ثم يتم تصميم هذه القطاعات بالطرق المعروفة لتصميم هذه القطاعات والسابق شرحها فى أجزاء الخرسانة المسلحة.

★ وفيما يلى بيان بكيفية تصميم العناصر المختلفة للحوائط الساندة الكابولية:

– بالنسبة للحائط الساند الكابولى:

i – *تصميم جذع الحائط (wall stem):*

- وهـــنا يعمل الحائط ككابولى معرض إلى قوة ضغط عرضية نتيجة لكل من التربة والحمل فوقها.
- يبيـــن الشـــكل (١٣-١٩) حـــائط ســـاند كابولى معرض إلى ضغط التربة المثلثى وضغط التراب المستطيل الناتج من الـــ (Surcharge) حيث قيمة كل من القوى القاصة وعزم الانحناء عند أى نقطة تبعد بمسافة قدرها (y) من السطح العلوى للحائط.



شكل (١٣-١٩) تصميم جذع الحائط الساند

عزم الانحناء:

$$M = \frac{\gamma_s\ k_a\ y^3}{6} + \frac{w\ k_a \cdot y^2}{2}$$

، *القوى القاصة:*

$$Q = \frac{\gamma_s k_a y^2}{2} + w k_a . y$$

ويبين الشكل (١٣-١٩) منحنى توزيع كلاً من عزم الانحناء والقوى القاصة مع اعتبار أن الحائط ذات نهاية مثبتة عند نهاية ارتفاعها مع بيان مواضع القطاعات الحرجة لكل منها.

- القطاع الحرج لعزم الانحناء عند نهاية الحائط أى عند $y = h$

$$\therefore \quad M_{max} = \frac{\gamma_s k_a . h^3}{6} + \frac{w k_a . h^2}{2} \quad .... \quad (13\text{-}15) \ *$$

- القطاع الحرج للقوى القاصة عند قطاع يبعد مسافة (d) من نهاية الحائط أى عند $y = (h - d)$.

$$\therefore \quad Q_{max} = \frac{\gamma_s k_a}{2} (h - d)^2 + k_a w . (h - d) \quad .... \quad (13\text{-}16) \ *$$

- بجانب عزم الانحناء والقوى القاصة توجد هناك قوة عمودية (N.F) ذات قيمة قصوى عند القطاع الحرج فى نهاية الحائط تساوى وزن الحائط (W_1).

i.e. $N_{max} = W_1 \ (Comp^{\underline{n}})$ .... (13-16) *

- وعليه كخطوة أولى يتم تصميم القطاع الحرج لمجابهة الإجهادات العمودية الواقعة على القطاع الحرج عند نهاية الحائط وذلك نتيجة كل من (M_{max}) ، (N_{max}) وذلك حسب حالة القطاع هل هو قطاع عادى أم قطاع مائى وطبقاً للطرق المعروفة للتصميم وذلك بإيجاد كل من (t) ، حديد التسليح (A_s) ، $(A_s^{`})$ على جانبى القطاع الحرج حيث الحديد الرئيسى (A_s) ناحية ضغط التراب ويجب امتداده وربطه جيداً بالقاعدة وذلك بأقل طول رباط كافى (٥٠ ϕ). وحيث أن عزم الانحناء يقل كلما ارتفعنا إلى أعلى الأمر الذى يمكن من تقليل عدد الأسياخ ومساحتها بالتناسب مع كل من عزم الانحناء والسمك المناظر عند كل قطاع أى نهو حديد التسليح وإيقافه عند قطاعات معينة مع التحقق من طول الرباط طبقاً لما هو وارد

فى الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة، هذا ونود أن نوجــه العــناية أنه يجب لضرورة خطوات التنفيذ بأن الحائط ينفذ بعد القــاعدة الأمــر الذى يتطلب ضرورة وجود أشاير رباط بعدد وطول كافى خارجة من القاعدة بطول لا يقل عن ٢,٠٠ متر.

- وكخطــوة ثابــتة يتم التحقق من إجهادات القص المصاحبة للقوى القاصة بشرط :

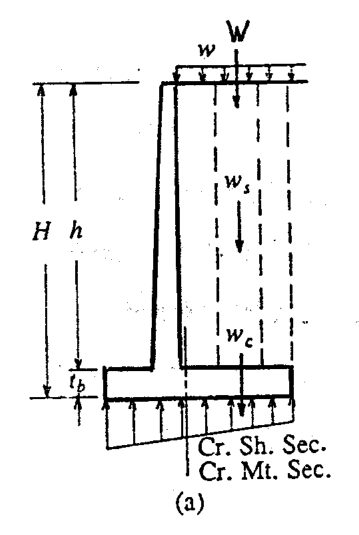
$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\,b\,d} - \frac{M}{0.87\,b\,d^2}\tan\alpha \le q_{all\,(1)} \quad (6\,kg/cm^2)$$

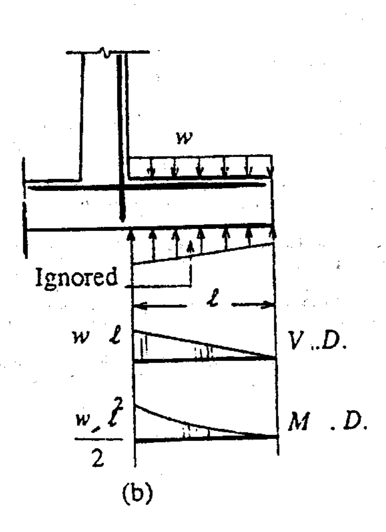
وذلك لأنه لا يفضل عمل تكسيح فى مثل هذه الحوائط.

حيث (α) هو ميل الوجه الأمامى للحائط والذى فى الغالب يكون فى حدود ٥%.

ii - *تصميم كعب الحائط (Design of Heel):*

- يــتم تصميم الكعب على أساس أنه يعمل ككابولى مثبت فى الحائط معرض إلى وزنه إلى أسفل بجانب وزن التربة أعلاها وكذلك الحمل الناتج من الــ (Surcharge) وذلــك مــن أعلى أسفل بالإضافة إلى ضغط التربة المؤثر عليه من أسفل إلى أعلى كما هو مبين بالشكل (١٣-٢٠).





شكل (١٣-٢٠) الأحمال الواقعة على كعب الحائط الساند وكيفية تصميمه

- هذا وتجدر الإشارة إلى أنه كثير من المصممين يهملون تأثير ضغط التربة من أسفل إلى أعلى لصغر قيمته بالمقارنة بالأحمال المؤثرة من أعلى إلى أسفل وعليه يكون الحمل المؤثر على الكعب هو حمل موزع بانتظام قدره (w) (وزن المتر الطولى من القاعدة + وزن المتر الطولى من التراب فوق الكعب).

i.e. $w = \gamma_c \cdot t_b \times 1.0 + \gamma_s \cdot h \times 1.0 + w \times 1.0 \quad (t/m`)$

- وبالتالى يمكن حساب قيمة القوة القاصة وعزم الانحناء عن أى قطاع ويبين الشكل (١٣-٢٠) منحنيات توزيع القوى القاصة وعزوم الانحناء على الكعب حيث :

$$Q_{max} = w \cdot \ell \qquad t/m`$$

$$،\qquad M_{max} = \frac{w \cdot \ell^2}{2} \quad t.m/m`$$

كما يبين الشكل (١٣-٢٠) مواضع القطاعات الحرجة لكل من القوى القاصة وعزم الانحناء وهى عند اتصال الكعب مع الحائط (أى على وجه الحائط).

- بناء على قيمة (M_{max}) يتم تصميم القطاع وإيجاد سمكه (t_b) وحديد تسليحه الرئيسى والذى يجب أن يكون من أعلى الكعب ناحية الشد على أن يمتد حديد التسليح خلف الحائط بمسافة طول رباط كافى (٥٠ مرة قطر السيخ).
- يتم التحقق من مقاومة القص وذلك بتحقيق المعادلة :

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_b} \leq q_{all} \quad (6\, kg/cm^2)$$

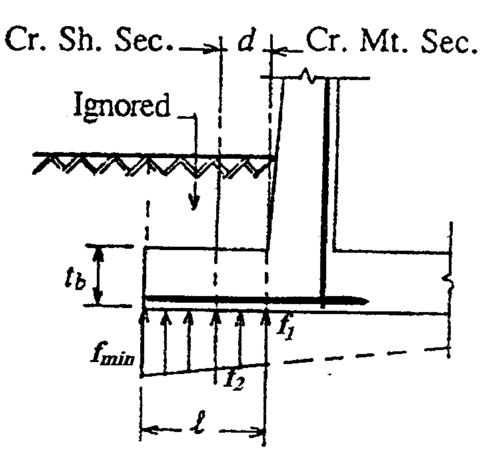
- وهذا ويمكن أن تكون إجهادات القص هى الحاكمة لتصميم الكعب الأمر الذى يبدأ بالتحقق من إجهادات القص بإيجاد (d_m) اللازم لمقاومة أقصى قوة قاصة يلى ذلك التحقق من إجهادات العزم من المعادلة المعروفة

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b = 1.0}} \longrightarrow k_1 \longrightarrow f_c \longrightarrow k_2$$

$$\longrightarrow A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_b} \quad (cm^2 / m`)$$

iii- تصميم قدم الحائط (Design of Toe):

- يتم تصميم قدم الحائط ككابولى مقلوب معرض إلى وزنه إلى أسفل بجانب إلــى وزن الــتربة أعلاه إلى أسفل أيضاً وإلى ضغط التربة من أسفل إلى أعلى وهو على شكل شبه منحرف وهذه الأحمال مبينة بالشكل (١٣-٢١)



شكل (١٣-٢١) الأحمال والقطاعات الحرجة وكيفية تصميم قدم الحائط الساند

- إنه فى العادة يتم إهمال وزن التربة أعلى قدم الحائط نظراً لاحتمال نحرها وعليه فإن الأحمال التصميمية تتوزع خطياً بمعدل :

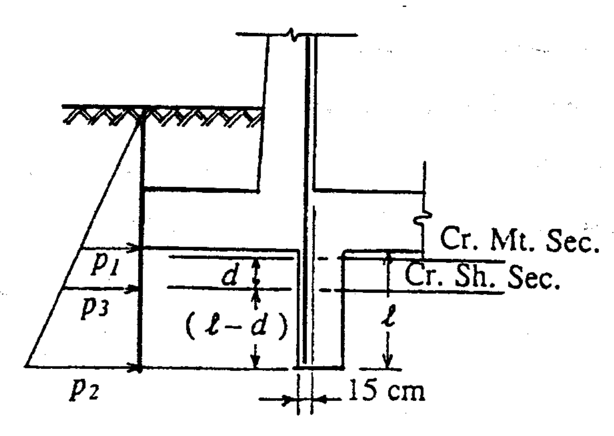
$$w = f - \gamma_c \cdot t_b \cdot \quad t/m`$$

حيــث (f) هو قيمة ضغط التربة على الأساس عند أى نقطة على التوزيع الخطــى المحصور بين (f_{max}) ، (f_{min}) على طول القدم (ℓ) كما هو مبين بالشكل (١٣-٢١)، (t_b) هو سمك القاعدة (القدم).

- مــن كيفية حساب الضغوط على القاعدة يتم حساب قيم أقصى قوة قاصة (Q_{max}) عــند القطاع الحرج للقص (على بُعد d من وجه الحائط) وكذلك أقصى عزم انحناء (M_{max}) عند القطاع الحرج للعزم (عند وجه الحائط).
- يـتم تصميم القطاع على أساس مقاومة (M_{max}) ثم التحقق من إجهادات القــص أى يتم إيجاد كل من عمق القطاع ومساحة الحديد المطلوبة (A_s) وهــذا الحديد الرئيسى يتم وضعه أسفل القدم بجانب التربة حيث إجهادات الشــد الواقعــة على القطاعات مع ضرورة مده خلف الحائط ناحية الكعب بمسافة لا تقل عن مسافة الرباط وهى ٥٠ مرة قطر السيخ.

iv- *تصميم الضفر أو المفتاح (Design of Key):*

- يـــتم تصميم الضفر ككابولى رأسى إلى أسفل نهايته فى القاعدة ومعرض إلـــى ضغط التربة السلبى (passive pressure) المؤثر عليه مباشرة على كامل طوله (ℓ) وكما هو مبين بالشكل (١٣-٢٢).



شكل (١٣-٢٢) القوى المؤثرة وكيفية تصميم الضفر أو المفتاح لحائط ساند

- وعلـــيه بدلالـــة قيم ضغط التربة السلبى على الطول (ℓ) يتم حساب القوى القاصـــة وعزم الانحناء وبالتالى أقصى عزم انحناء (M_{max}) (عند اتصال الضـــفر مـــع الحائط أو القاعدة) وأقصى قوة قاصة حرجة (Q_{max}) (عند قطـــاع يـــبعد مسافة (d) من النهاية المثبتة لهذا الضفر) وكما هو موضح بالشكل (١٣-٢٢).
- وبـــناء على ذلك يتم تصميم قطاع الضفر بالطرق الكلاسيكية لمجابهة كل من (M_{max}) ، (Q_{max}) مع إيجاد الحديد الرئيسى وهو حديد رأسى مواجه للضـــغط الســـلبى مع مراعاة وضع الضفر بالنسبة للحائط الرأسى (الوجه الخلفى للحائط يبعد مسافة قدرها ١٥ سم من الوجه الأمامى للضفر وذلك حـــتى يمكن استغلال كمية حديد من الكمية الخاصة بالحائط وامتدادها فى الضـــفر كما هو مبين بالشكل، أى استمرار حديد الحائط الرأسى فى داخل الضفر.

١٣-٩ الحوائط الساندة الكابولية ذات الدعائم أو السنادات:

١٣-٩-١ مقدمة:

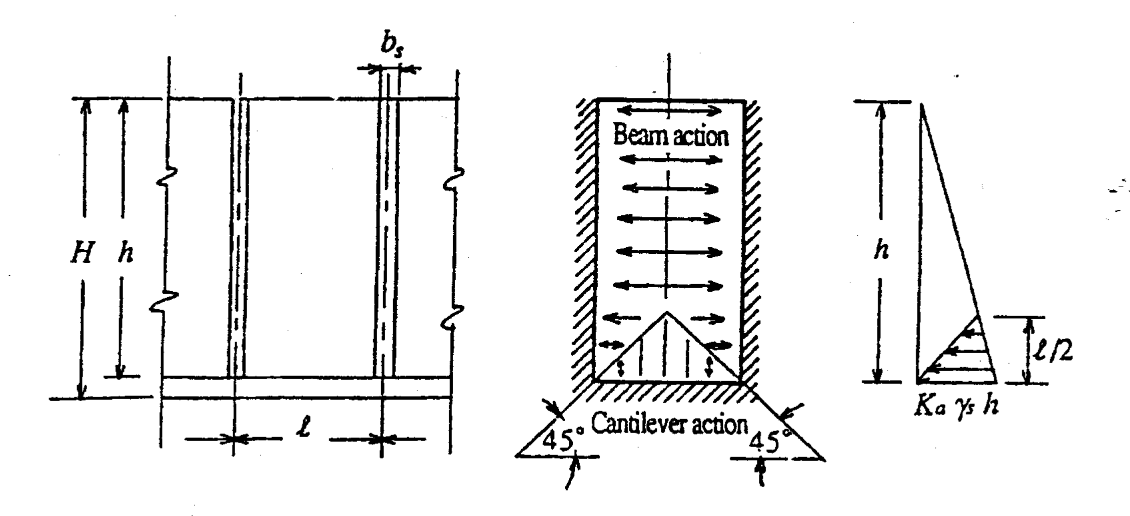
- كما قدمنا سابقاً فإن الحوائط الساندة ذات الدعائم أو السنادات تستعمل عادة عندما يكون ارتفاع الحوائط حوالى من ٨ - ١٢ متر.
- إن تحليل وتصميم الحوائط الساندة ذات الدعائم والسنادات متشابهين ومتماثلين الأمر الذى يجعلنا نتطرق إلى الحوائط الساندة ذات الدعائم فقط.
- إن الحائط الساند ذات الدعائم تتكون من العناصر التالية : بلاطة حائط رأسية وبلاطة قاعدة أفقية بالإضافة إلى عدد من الدعائم الرأسية العمودية على بلاطة الحائط الرأسية التى يتم تقسيطها على مسافات متساوية من طول الحائط.
- إن تقسيط المسافة بين الدعائم الرأسية (ℓ) عامل مهم جداً فى التصميم الاقتصادى لهذا النوع من الحوائط الساندة حيث أنه يتحكم فى الأبعاد الخرسانية وحديد التسليح اللازم لكل من الحائط الرأسى والقاعدة السفلية للحائط وكذلك الدعائم نفسها وذلك نظراً لتدخل هذه الدعائم فى السلوك الإنشائى لكل هذه العناصر.

١٣-٩-٢ السلوك الإنشائى للعناصر المكونة للحائط الساند ذو الدعائم:

أ) *سلوك بلاطات الحائط الكعب:*

a) *Behaviour of Wall and Heel Slabs:*

- يبين الشكل (١٣-٢٣) مسقط جانبى للحائط الساند حيث بلاطة الحائط تعتبر بلاطة ترتكز فى الجانبين على الدعائم وحرة فى نهايتها العليا ومثبتة فى القاعدة عند أسفلها ومعرضة إلى حمل مثلثى ناتج من ضغط التربة ذو القيمة الأقصى عند نهاية الحائط ($\gamma_s\ k_a\ .\ h$). وبناء على ذلك يمكن اعتبار أن الحمل المؤثر على البلاطة يتوزع بفعل الكمرة (Beam action) فى الاتجاه الأفقى وبفعل الكابولى (Cantilever action) فى الاتجاه الرأسى كما هو موضح.



شكل (١٣-٢٣) توزيع الأحمال على بلاطة حائط الساند ذو الدعائم

وعليه فإن البلاطة يمكن اعتبارها أولاً بلاطة مستمرة مرتكزة على الدعائم ذات حمل مؤثر في الاتجاه الأفقي معرض إلى حمل يعادل ٣/٤ أقصى ضغط $\left(\frac{3}{4}\gamma_s\, k_a\, h\right)$ وحديدها أفقي وثانياً بلاطة كابولية عند اتصالها مع القاعدة معرضة إلى حمل مثلثي قاعدته قدرها قيمة أقصى ضغط $(\gamma_s\, k_a\, h)$ وبارتفاع $(\ell/2)$ وكما هو موضح بالشكل (١٣-٢٣) وعليه يكون قيمة أقصى عزم انحناء في الاتجاه الرأسي لشريحة رأسية قدرها ١,٠٠ متر من بلاطة الحائط يعادل :

$$M_{vertical\ max} = \frac{1}{2}\left[\gamma_s\, k_a\, .\, h\, .\, \frac{\ell}{2}\right].\frac{1}{3}.\frac{\ell}{2} = \frac{1}{24}\gamma_s\, k_a\, h\, \ell^2 \qquad *$$

وحيث أن قيمة أقصى عزم انحناء باعتبار البلاطة كابولية بارتفاع (h) هو (M_o) وقدره

$$M_o = \frac{1}{2}[\gamma_s\, k_a\, .\, h \times h]\frac{h}{3} = \frac{1}{6}k_a\, \gamma_s\, h^3 \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}17) \ *$$

ومن هاتين المعادلتين ينتج أن :

$$\frac{M}{M_o} = \left(\frac{\ell}{2\,h}\right)^2$$

i.e. $\quad M = \text{constant} \times M_o = K\, M_o \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}18) \ *$

حيث الثابت (K) يعتمد على قيمة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ أى على نسبة تقسيط الدعائم بالنسبة لارتفاع الحائط والتى تبين منها :

فى حالة $\left(\frac{\ell}{h}=2\right) \longleftarrow M = M_o$

فى حالة $\left(\frac{h}{\ell}=1\right) \longleftarrow M = M_o / 4$

فى حالة $\left(\frac{h}{\ell}=\frac{1}{2}\right) \longleftarrow M = M_o / 16$

فى حالة $\left(\frac{h}{\ell}=\frac{1}{3}\right) \longleftarrow M = M_o / 36$

يتبين مما جاء بعاليه بأنه فى حالة $\left(\frac{\ell}{h}\geq 2\right)$ لا يحدث أى نقص فى قيمة عزم الانحناء المتولد فى الحائط بينما عندما تكون $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ ما بين (١/٣ - ١/٢) فإنه يحدث نقص ملحوظ فى قيمة عزم الانحناء الأمر الذى يوضح مدى وضرورة اختيار النسبة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$.

- باختيار النسبة $\left(\frac{\ell}{h}\right)$ ما بين (١/٣ ، ١/٢) يجعل البلاطة تسلك سلوك البلاطة ذات الاتجاه الواحد (one-way slab) ومحملة بحمل ذو قيمة قصوى تعادل ضغط التربة عند أسفل الحائط.

ب) *سلوك الدعائم الرأسية:*

b) Behaviour of Counter Forts:

- كما أشرنا سابقاً بأن الدعائم تسلك فعل الكوابيل المثلثية الشكل مثبتة فى بلاطة القاعدة ومعرضة إلى ضغط أفقى من التربة نتيجة لرد الفعل من البلاطة الرأسية المرتكزة عليها.
- ونظراً للشكل المثلثى للدعائم وصغر نسبة طولها بالنسبة لارتفاعها فإنه يجب توخى الحذر عند تصميمها وعند تحديد حديد تسليحها بالإضافة إلى ضرورة عمل الاحتياطات اللازمة نحو أطوال الرباط لحديد تسليحها الأفقى والرأسى فى كل من بلاطة الحائط وبلاطة الكعب لتجنب تمزقها وانسلاخها من هذه العناصر كما وضحنا سابقاً.

- نسب وأبعاد الحوائط الكابولية ذات الدعائم:

كما بينا سابقاً :

- عرض القاعدة = $B = (0.4 \sim 0.7)\ H$
- يتم وضع الحائط على بُعد $\left(\frac{B}{4}\right)$ إلى $\left(\frac{B}{3}\right)$ من حافة القدم
- المسافة بين الدعائم الرأسية (ℓ) يتراوح ما بين $\ell = (0.3 \sim 0.6)\ H$ وبطول من ٣-٤ متر كحد أقصى.
- سمك الحائط الرأسى عند القاعدة $t_{wall} = \left(\frac{H}{14} \approx \frac{H}{12}\right)$
- سمك القاعدة يعادل سمك الحائط الرأسى عند القاعدة i.e. $t_b = \left(\frac{H}{14} \approx \frac{H}{12}\right)$
- سمك الدعائم بين ٢٠ - ٤٠ سم

١٣-٩-٣ اتزان الحوائط الكابولية ذات الدعائم:

- ***Stability of C.F Retaining Wall:***

بإهمال وزن الدعائم فإن اتزان هذا النوع من الحوائط الكابولية ذات الدعائم يصبح مماثلاً لاتزان الحوائط الساندة الكابولية والسابق الإشارة إليها.

١٣-٩-٤ التصميم الإنشائى للعناصر الإنشائية المكونة للحوائط الكابولية ذات الدعائم:

- ***Structural Design of Elements of C.F Retaining Walls:***

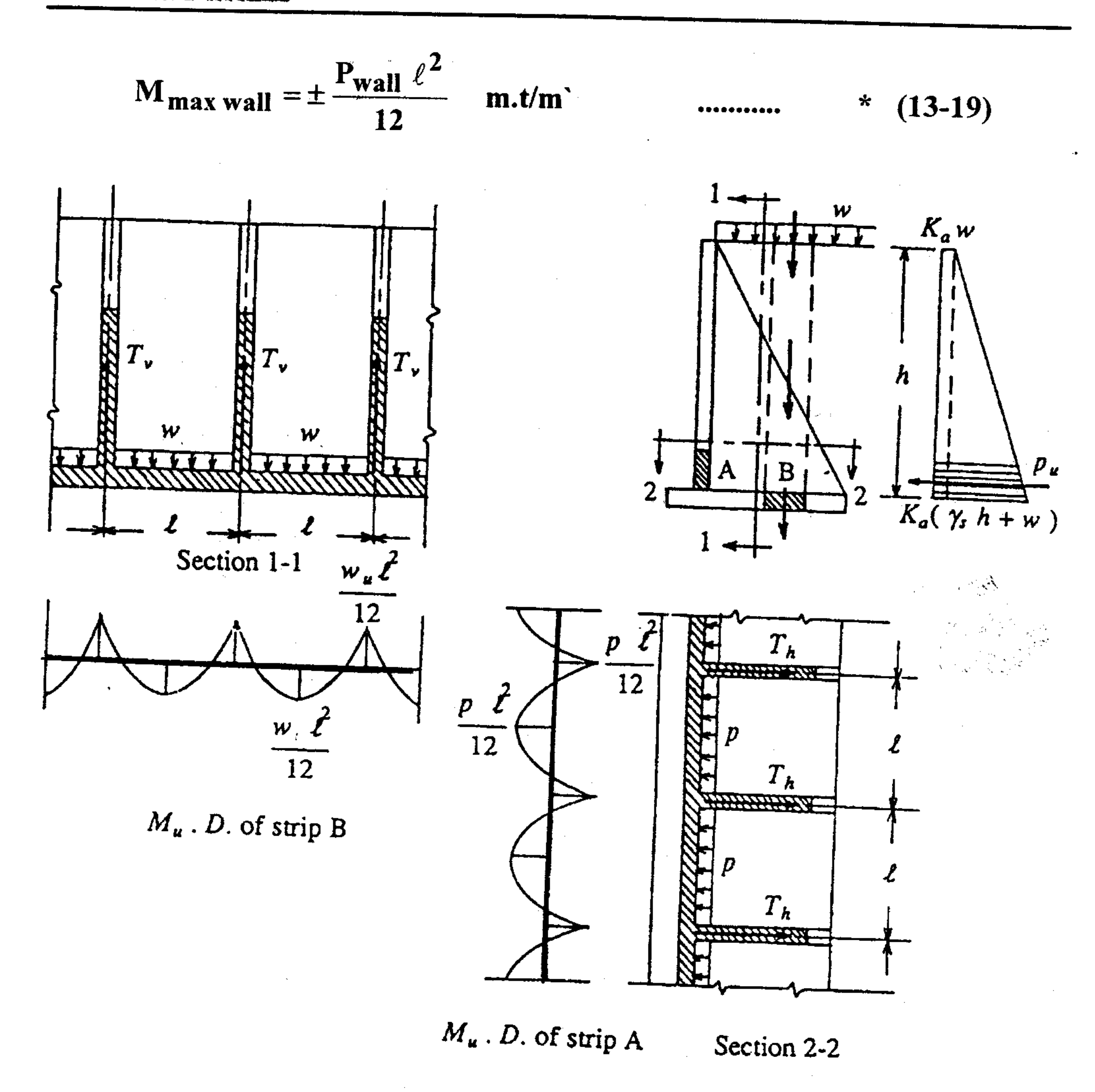
- ***بالنسبة لتصميم بلاطة الحائط الرأسى:***

- يتم تصميم البلاطة باعتبار شريحة أفقية ذات عرض ١,٠٠ متر معرضة إلى حمل نتيجة لضغط التربة الجانبى الفعال [الحمل المثلثى + الحمل المستطيل]. بالإشارة إلى الشكل (١٣-٢٤) فإن هذه الشريحة معرضة إلى أقصى قيمة من الضغط (P_{wall}) عند اتصالها مع القاعدة وهى مرتكزة على مجموعة ركائز هى الدعائم على مسافات قدرها (ℓ) [القطاع 2-2] حيث :

$$P_{wall} = [\gamma_s\, k_a\, h + w\, k_a] \quad t/m`$$

وبالتالى يكون أقصى عزم انحناء يعادل :

$$M_{max\ wall} = \pm \frac{P_{wall}\ \ell^2}{12} \quad m.t/m` \qquad .... \qquad * \ (13\text{-}19)$$



شكل (١٣-٢٤) تصميم الحائط والكعب فى الحوائط ذات الدعائم

وأيضـاً تـتعرض الحـائط إلى قوى قاصة قصوى عند القطاع الحرج الذى يبعد مسافة قدرها (d) من أوجه الدعائم وبالتالى فإن أقصى قوة قاصة يمكن تقديرها كالآتى :

$$Q_{max} = P_w \left[\left(\frac{\ell - b_{coun}}{2} \right) - d \right] \quad * \quad t/m` \qquad .... \qquad * \ (13\text{-}20)$$

حيث (b_{coun}):هو عرض الدعائم

، (d) : هو سمك بلاطة الحائط

- وبمعلومية قيم (M_{max}) ، (Q_{max}) يتم تصميم ببلاطة الحائط وذلك بحيث لا تتعدى الإجهادات المؤثرة عليها أقصى إجهادات مسموح بها لكل من الإجهادات العمودية والقاصة أى إيجاد قيمة (d) ، (A_s) اللازمتين لأمان الحائط. وهذا الحديد (A_s) هو المطلوب لقطاع عند أسفل بلاطة الحائط وبالتالى يمكن تقسيطه ليتناسب مع نقص كلاً من حمل الضغط المؤثر وقيمة عزم الانحناء المناظر له وبشرط ألا يقل حديد التسليح عن الحد الأدنى المطلوب.

– ***بالنسبة لتصميم بلاطة الكعب:***

- بالإشارة إلى الشكل السابق (١٣-٢٤) يمكن اعتبار بلاطة الكعب هى بلاطة مرتكزة على الدعائم وحرة فى النهاية ومثبتة فى الحائط وهى نفس ظروف النهاية للحائط، أى يمكن اعتبار شريحة أفقية معرضة إلى حمل رأسى منتظم التوزيع نتيجة لوزن البلاطة نفسها ووزن التربة فوقها والحمل الواقع عليها رأسياً مع إهمال رد فعل التربة على القاعدة إلى أعلى.

أى أنها كمرة مستمرة طولها (ℓ) مرتكزة على الدعائم ومعرضة إلى حمل يعادل :

$$P_{heel} = \gamma_c \cdot t_b + \gamma_s \cdot h + w \qquad t/m`$$

وبالتالى للشريحة (2-2) .sec ذات العرض ١,٠٠ متر فإن القوى الداخلية المتولدة هى عزوم الانحناء والقوى القاصة.

أقصى عزم انحناء موجب أو سالب

$$M_{max\ heel} = \frac{\pm P_{heel} \cdot \ell^2}{12} \qquad \text{..........} \qquad * \quad (13\text{-}21)$$

وذلك عند القطاعات الحرجة وهى عند منتصف المسافة بين الدعائم (الموجب) وعند الدعائم نفسها (العزم السالب)، وأن أقصى قوة قاصة هى عند قطاع يبعد مسافة قدرها (d) من الدعامة وقيمته تعادل :

$$Q_{max\ heel} = P_{heel}\left[\left(\frac{\ell - b_{coun}}{2}\right) - d\right] \quad t/m` \quad .... * \ (13\text{-}22)$$

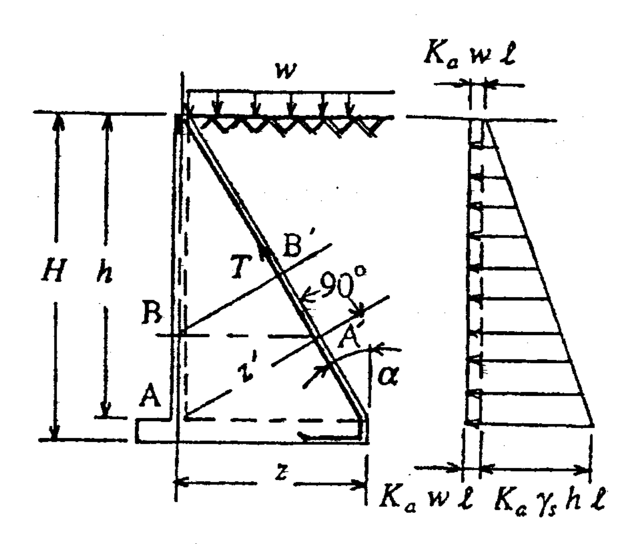
- بمعلومـــية (M_{max}) ، (Q_{max}) للكعـــب يمكـــن تصميمه وإيجاد قيمة سمك القـــاعدة (t_b) وحديد تسليحها الموجب والسالب وذلك باتباع نفس الطريقة السابقة على ألا يقل حديد التسليح (A_s) عن الحد الأدنى.

ملحوظة:

هـــذا وتجـــدر الإشـــارة إلـــى أنـــه من الضرورى وضع حديد ثانوى فى الاتجاهات العرضية لكل من الحائط والكعب وذلك لمجابهة الإجهادات الثانوية من توزيع الأحمال الحقيقى بالإضافة إلى تأثير كل من الانكماش ودرجات الحرارة.

- *بالنسبة لتصميم الدعائم:*

- يمكـــن اعتبار الدعائم ما هى إلا كوابيل شكلها مثلثى ذات نهاية مثبتة عند القـــاعدة (fixed at base) ومعرضـــة إلى الحمل المنقول لها من باكيتين متجاورتين أى إلى حمل ذو قيمة تعادل ($k_a . w . \ell$) عند سطح الأرض إلى ($k_a . w . \ell + \gamma_s\, k_a\, h\, \ell$) عند القاعدة وكما هو مبين بالشكل (١٣-٢٥).



شكل (١٣-٢٥) الأحمال والقوى الخارجية المؤثرة على الدعائم

- يــتم إيجــاد القــوى الداخلية المعرضة لها الدعائم ممثلة فى عزم انحناء والقــوى القاصة نتيجة لهذا الحمل وبالتالى أقصى عزم انحناء يكون عند القطــاع الحــرج عند القاعدة وكذلك أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج (A`B) المبين بالشكل (١٣-٢٥) حيث :

أقصى عزم إنحناء على الدعامة $M_{max\ count}$

$$= w\, k_a \,.\, \ell \,.\, h \,.\, \frac{h}{2} + \gamma_s\, k_a \,.\, \ell \,.\, \frac{h}{2} \,.\, \frac{h}{3}$$

$$= w\, \ell\, k_a \,.\, \frac{h^2}{2} + \gamma_s\, k_a \,.\, \ell\, \frac{h^2}{6} \qquad \text{..........} \qquad (13\text{-}23) \; *$$

أقصى قوة قاصة ولتكن $(Q_{max\ count})$ ،

- بمعلومــية قيم $(M_{max\ count})$ ، $(Q_{max\ count})$ يمكن تصميم قطاع الدعامة بتحقــيق العمق اللازم ومساحة حديد التسليح المطلوب لمجابهة إجهادات العزوم وإجهادات القص.

$$d_{count} = k_1 \sqrt{\frac{M_{max\ count}}{b_{count}}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{max\ count}}{k_2\, d_{count} \,.\, \cos\alpha} \; (cm^2)$$

$$q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d_{count}} - \frac{M_{max}}{0.87\, b\, d_{count}^2} \,.\, \tan\alpha \le q_{max\ all} \quad ،$$

- يجــب أن يــتم وضع الحديد (A_s) فى الاتجاه المائل للدعامة مع ضرورة ربطــه جيداً بالقاعدة وبالحائط وذلك بمد هذا الحديد بالقاعدة بطول رباط كافى.

ملحوظة هامة:

بالإضــافة إلى حديد التسليح الرئيسى يجب وضع حديد تسليح إضافى فى الدعــائم وذلــك لمنع تمزيق أو انسلاخ الدعامة من الحائط الرأسى أو من الكعب الأفقى وذلك عن طريق وضع مجموعتين من الحديد إحداهما أفقية وأخرى رأسية فــى شــكل كانــات ذات فرعين يتم ربطها جيداً وذلك بلفها حول الحديد الرأسى بالحــائط الرأســى والكعب الأفقى كما هو مبين بالشكل (١٣-٢٦) وهذا الحديد الأفقى والرأس يمكن حسابه من المعادلات التالية لمقاومة كل من رد الفعل الأفقى (T_h) ورد الفعل الرأسى (T_v) المبينة بالشكل (١٣-٢٦) حيث :

مساحة الحديد الأفقى للرباط:

$$A_{sh} = \frac{T_h}{f_s} \ (cm^2) \qquad .... \quad * \quad (13\text{-}24)$$

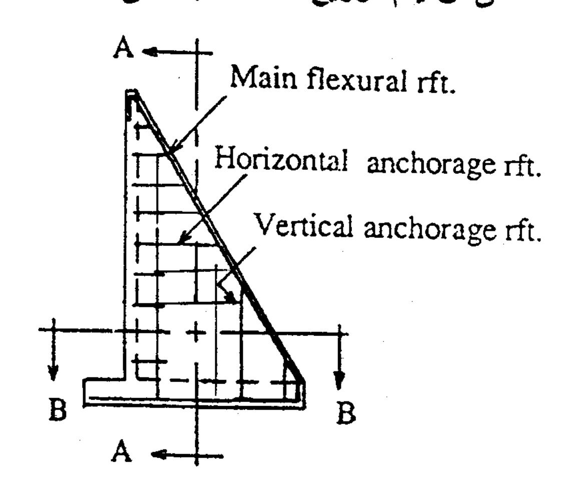
، $$T_h = P_{wall} (\ell - b_{count}) \quad (t) \qquad .... \quad * \quad (13\text{-}25)$$

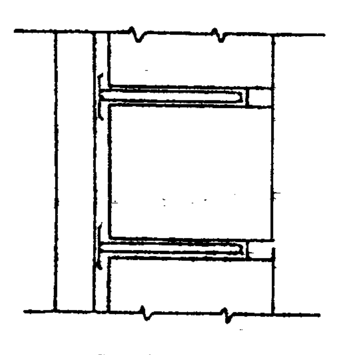
مساحة الحديد الرأسى للرباط:

$$A_{sv} = \frac{T_v}{f_s} \ (cm^2) \qquad .... \quad * \quad (13\text{-}26)$$

، $$T_v = P_{heel} (\ell - b_{count}) \quad (t) \qquad .... \quad * \quad (13\text{-}27)$$

على أن يتم توزيع هذا الحديد على مسافات تعادل (٢٠ - ٥٠ سم).





Section B-B

شكل (١٣-٢٦) حديد تسليح الرباط لمنع انسلاخ الدعائم من كل من الحائط أو والكعب فى الحوائط الكابولية ذات الدعائم

١٣–١٠ أمثلة محلولة على الحوائط السانـدة:

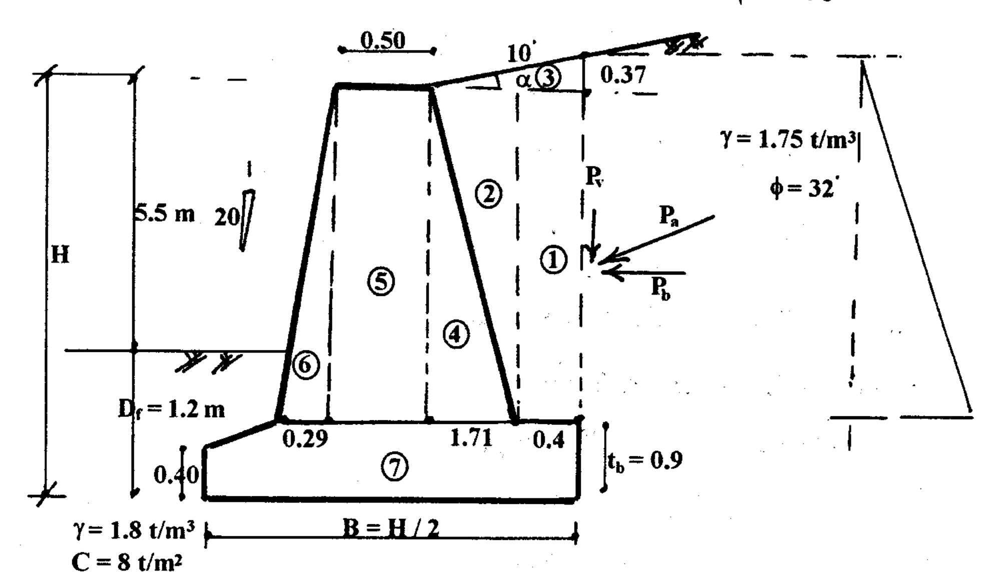
١- المطلـــوب حســـاب القطاعـــات الآمنة لحائط ثقيل (gravity wall) من الخرسانة العادية لتسند ردم ارتفاعه ٥,٥٠ متر ومكون من تربة رملية ذات زاوية احتكاك داخلى $\phi = 32^\circ$ ووحدة أوزان ١,٧٥ طن/م٣ مع العلم بأن عمق التأسيس ١,٢٠ متر من سطح الأرض والتربة تحت الأساس عبارة عن تربة طينية متماسكة ذات جهـــد مســـموح به لا يتعدى ٢,٠٠ كجم/سم٢ وتماسك يعادل ٨ طن/م٢ ووحدة أوزان ١,٨ طن/م٣ وأن ميل الردم الخلفى يساوى ١٠° مع الأفقى.

الحل:

يبين الشكل التالى (١٣–٢٧) كروكى لأبعاد الحائط الساند الابتدائية حيث :

ارتفاع الحائط $H = 5.5 + 1.2 = 6.7$ ms

- عرض الأساس $B = H / 2 = 3.4$ ms
- ميل أمام الحائط Batter = 1 : 20
- سمك الجذع عند أعلاه يساوى ٥٠ سم
- عمق القاعدة = ٠,٩٠ متر
- طول القدم = ٠,٥ متر



شكل (١٣–٢٧) الأبعاد الابتدائية للحائط فى المثال رقم (١)

• ضغوط التربة على الحائط باستخدام نظرية رانكن :

معامل ضغط التربة =

$$\because \quad k_a = \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \quad .... \quad * \ (13\text{-}28)$$

حيث (α) هو ميل الردم الخلفى مع الأفقى = ١٠°

$$\therefore \quad k_a = \frac{\cos 10 - \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}}{\cos 10 + \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}} = 0.326$$

• قيمة الضغط الفعال الموازى لسطح التربة

$$P_{active} = \frac{1}{2}\gamma_s H`^2 k_a$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.75 \times (7.07)^2 \times 0.326 = 14.3 \ \ t/m`$$

$\therefore \quad P_h = P_a \cos 10 = 14.1 \ \ t/m`$ المركبة الأفقية

، $P_v = P_a \sin 10 = 2.5 \ \ t/m`$ المركبة الرأسية

❁ *التحقق من اتزان الحائط:*

❁ حساب الأحمال الرأسية:

$$W_1 = 0.4 \times 5.8 \times 1.75 = 4.06 \ \ t/m`$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \times 1.71 \times 5.8 \times 1.75 = 8.68 \ \ t/m`$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \times 2.11 \times 0.37 \times 1.75 = 0.68 \ \ t/m`$$

$$W_4 = \frac{1}{2} \times 1.71 \times 5.8 \times 2.2 = 10.91 \ \ t/m`$$

$$W_5 = 0.5 \times 5.8 \times 2.2 = 6.38 \ \ t/m`$$

$$W_6 = \frac{1}{2} \times 0.29 \times 5.8 \times 2.2 = 1.85 \ \ t/m`$$

$$W_7 = 3.4 \times 0.9 \times 2.2 = \underline{5.26} \ \ t/m`$$

$$W = \Sigma W + P_v = 37.82 + 2.5 = 40.32 \ \ t/m`$$

❀ اتزان الحائط:

i – ضد الانقلاب:

Stablizing Moment (M.S): عزم الاتزان

$= 2.5 \times 3.4 + 4.06 \times 3.2 + 8.68 \times 2.43 + 0.68 \times 2.7 + 10.91 \times 1.86$

$+ 6.38 \times 1.04 + 1.85 \times 0.69 + 5.26 \times 1.7 = 81.57 \text{ m.t/m`} \longrightarrow$

Overturning Moment (M.O): عزم الاتزان

$$P_h \cdot \frac{H`}{3} = 14.1 \times \frac{7.07}{3} = 33.23 \text{ m.t/m`} \longleftarrow$$

وذلك بأخذ العزوم عند نهاية القدم.

∴ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$\text{Factor of Safety} = \frac{M.S}{M.O} = \frac{81.57}{33.23} = 2.45 > 1.5$$

ii – ضد انهيار التربة وميل القاعدة:

Against Overstressing & Tilting:

موضع المحصلة الرأسية بالنسبة للقدم

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M}{W} = \frac{M.S - M.O}{\Sigma W}$$

$$= \frac{81.57 - 33.23}{40.32} = \frac{48.34}{40.32}$$

$$= 1.198 \cong 1.2 \text{ ms}$$

مقدار اللامركزية

$$\therefore \quad e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$= \frac{3.4}{2} - 1.2 = 0.5 \text{ ms}$$

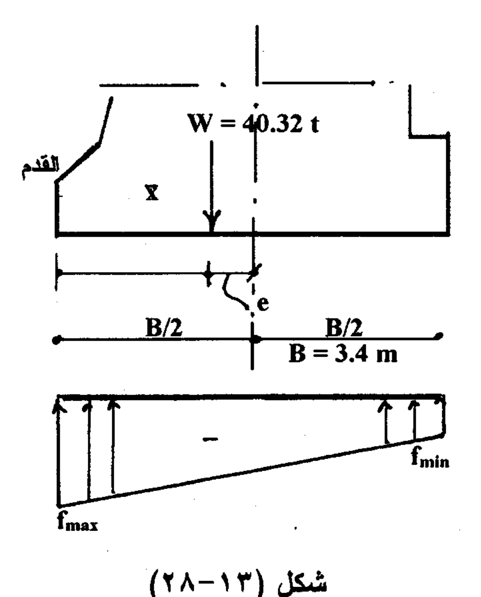
أقصى إجهادات واقعة على التربة

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{W}{B}\left[1 \pm \frac{6e}{B}\right]$$

$$\therefore \quad f_{\substack{max \\ min}} = \frac{40.32}{3.4}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.5}{3.4}\right] = 11.85[1 \pm 0.88]$$

$$\therefore \quad f_{max} = 22.28 \text{ t/m}^2 > f_{all}$$

$$، \quad f_{min} = 1.42 \text{ t/m}^2$$



شكل (١٣-٢٨)

وحيث أن القيمتين موجبتين إذن الضغط على التربة كله ضغط أى أنه ليس هناك إنفصـــال بيـــن التربة والقاعدة ولكن قيمة أقصى إجهاد (f_{max}) أكبر من الإجهاد المســموح بـــه للتربة وهو ٢,٠٠ كجم/سم٢ (٢٠ طن/م٢) الأمر الذى يستلزم ضــرورة زيادة عرض القاعدة (B) وأخذها ٣,٦ م مثلاً بزيادة ٢٠ سم فى طول القدم أى يصبح طول القدم ٦٠ سم بدلاً من ٥٠ سم وزيادة ١٠ سم بروز الكعب.

- يتم تكرار الخطوات السابقة حيث بأخذ العزوم حول القدم مرة ثانية.

$\therefore \quad \Sigma M @ toe = M.S - M.O + W \times 0.2$

$= 81.57 - 33.32 + 40.32 \times 0.2 = 56.404 \;\; m.t/m`$

وحيث أن (W) ذات قيمة ثابتة لا تتأثر = $W = 40.32$

$\bar{x} = \dfrac{56.404}{40.32} = 1.398 \cong 1.4 \;\; ms$

$\therefore \quad e = \dfrac{B}{2} - \bar{x} = \dfrac{3.6}{2} - 1.4 = 0.4 \;\; ms$

$f_{\substack{max \\ min}} = \dfrac{40.32}{3.6}\left[1 \pm \dfrac{6 \times 0.4}{3.6}\right]$

$= 11.2 \, [1 \pm 0.67]$

$\therefore \quad f_{max} = 18.7 \; t/m^2 < f_{all} \quad o.k$

، $\quad f_{min} = 3.7 \;\; t/m2 \quad (+) \quad (o.k)$

0.6 — 2.50 m — 0.50

B = 3.6 m

$\therefore$ أبعاد القاعدة آمنة لتحمل الإجهادات الواقعة عليها.

iii- ضد الانزلاق *(Against Sliding):*

معامل الأمان ضد الانزلاق $F.S = \dfrac{(F_R)\text{ Resisting Force}}{(P_h)\text{ Driving Force}} \not< 1.5$

القوة المقاومة للانزلاق (F_R) = معامل الاحتكاك ($0.7 \times C$) × عرض القاعدة

$20.16 \; (t) = 3.6 \times 0.7 \times 8 =$

، $\because \; P_h = 14.1$

$\therefore \quad F.S = \dfrac{20.16}{14.10} = 1.429 < 1.5 \qquad \text{not safe}$

الأمــــر الــــذى يعـــنى أن القاعدة أو الحائط سوف يحدث لها انزلاق لذلك ولزيادة معـــامل الأمـــان (F.S) فإنه يمكن استخدام ووضع كسر حجر أو خلطة ردم أمام

القــدم بســمك ٥٠ سم وبطول ١,٢٠ متر وذلك لتوليد ضغط سلبى يعادل القوة المسببة للانزلاق.

i.e. $E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p$

وبفرض (ϕ) للتربة كسر الحجر تساوى °٤٠

$\therefore$ معامل ضغط التربة السلبى

$$\therefore \quad k_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

$$= \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} = 0.46$$

$$\therefore \quad E_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (0.5)^2 \times 4.6 = 1.04 \ \text{t/m`}$$

$$\therefore \quad F_R = 20.16 + 1.04 = 21.2 \ \text{t/m`}$$

$$\therefore \quad F.S = \frac{21.2}{14.1} = 1.5 \qquad \text{(o.k)}$$

❁ *التحقق من قطاعات وأسماك الخرسانة العادية:*

القطاع الحرج هو القطاع (I-I) عند وجه الحائط حيث $t_b = 90$ cm

أقصى إجهاد صافى عند القطاع = $f_{net\ soil} = f_{total} - \gamma_c \cdot t_b$

$$= 18.7 - 2.2 \times 0.9 = 16.72 \ \text{t/m}^2$$

$$\therefore \quad M_{I-I} = f_{net} \cdot \frac{(0.6)^2}{2}$$

$$= 16.72 \times \frac{(0.6)^2}{2} = 3.0 \ \text{m.t/m`}$$

$$\therefore \quad f_{max} = \pm \frac{6M}{b\,t^2}$$

$$= \frac{6 \times 3 \times 10^5}{100 \times (90)^2} = 2.22 \ \text{kg/cm}^2$$

$$< f_{t\ con.\ all} \ (4 \ \text{kg/cm}^2) \qquad \text{(o.k)}$$

0.70
1.20m
2.3
1
20:1
I
Crushed Stones & Sand Mix.
0.50
I
0.6
(Let ϕ = 40° for the mixed fill)

شكل (١٣-٢٩)

❁ *التحقق من القطاع ما بين القاعدة والجذع:*

قيمة الضغط الأفقى عند القطاع

$$P_H` = \frac{1}{2}\gamma H`^2 k_a \cos 10$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.75 \times (5.8)^2 \times 0.326$$

$$= 9.595 \cong 9.6 \ \ t/m`$$

$$M_{@\ toe} = 8.68 \times 1.83 + 10.91 \times 1.26$$

$$+ 6.38 \times 0.54 + 1.85 \times 0.20$$

$$- 9.6 \times \frac{5.8}{3} = 29.79 - 18.56$$

$$= 11.23 \ \ m.t/m`$$

5.8 m

$P_H`$

$\therefore \quad \Sigma W = 8.68 + 10.91 + 6.38 + 1.85 = 27.82 \ \ t/m`$

$\therefore \quad \bar{x} = \dfrac{11.23}{27.82} = 0.4 \ m$

$e = B/2 - \bar{x} = \dfrac{2.5}{2} - 0.4 = 0.85 \ \ ms$

$\therefore \quad f_{\substack{max\\min}} = \dfrac{27.82}{2.5}\left[1 \pm \dfrac{6 \times 0.85}{2.5}\right]$

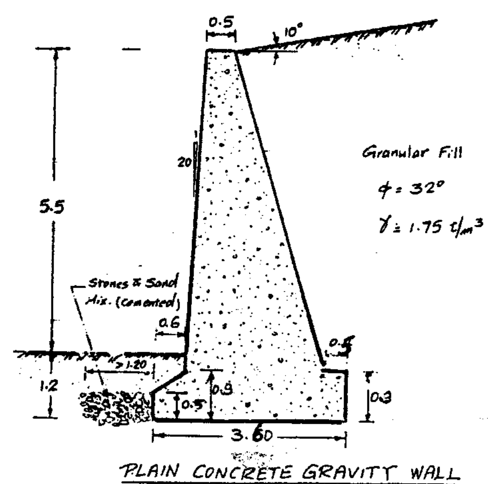
$\therefore \quad f_{\substack{max\\min}} = 11.13\,[1 \pm 2.04] \qquad \therefore \quad f_{max} = 33.83 \ \ t/m^2$

$f_{max} = 338 \ \ kg/cm^2$ (Comp$^{\underline{n}}$) $f_{c\ all\ con}$ (o.k)

، $f_{min} = -11.57 \ \ t/m^2 = 1.16 \ \ kg/cm^2$ (Tension) $< f_{c\ t\ all}$ (o.k)

$\therefore$ القطاع آمن لتحمل الإجهادات الواقعة عليه

ويبين الكروكى التالى شكل (١٣-٣٠) الأبعاد النهائية للحائط الساند من الخرسانة العادية.



شكل (١٣-٣٠)

مثال رقم (٢):

المطلـــوب تصـــميم حـــائط كابولى ساند لردم رملى ذو سطح أفقى ويحمل حملاً موزعـــاً قدره ١,٥ طن/م٢ وارتفاع الردم يعادل ٧,٥ م مقاساً من منسوب التأسيس مع العلـــم بأن عمق التأسيس يعادل ١,٥٠ متر تحت سطح الأرض والتربة التحتية للأساس هى من نفس نوع تربة الردم حيث قيمة وحدة الأوزان للتربة الغير مقلقلة يعادل ١,٨٠ طـــن/م٣ والـــتربة المقلقلة يعادل ١,٧٠ طن/م٣ وقيمة زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة المناظرة للحالتين هى ٣٣ْ ، ٣٠ْ على التوالى.

الحل:

١ - ***اختيار الأبعاد الابتدائية للحائط:***

افرض الأبعاد التالية :

- عرض قمة الحائط = 0.3 m
- عرض القاعدة $B = 0.6\ H = 0.6 \times 7.5 = 4.5$ ms
- طول بروز القدم يعادل $\left(\frac{\sim B}{3.5}\right) = 1.25$ ms
- ميل الوجه الأمامى Batter 1 : 20
- سمك القاعدة $\frac{H}{12} \cong t_b = 65$ cm

ويبيـــن الشـــكل (١٣-٣١) الـــتالى الأبعـــاد الابتدائية المفروضة للحائط والأحمال الواقعة عليه.

٢ - ***ضغوط التربة:***

بالنسبة للتربة المقلقلة

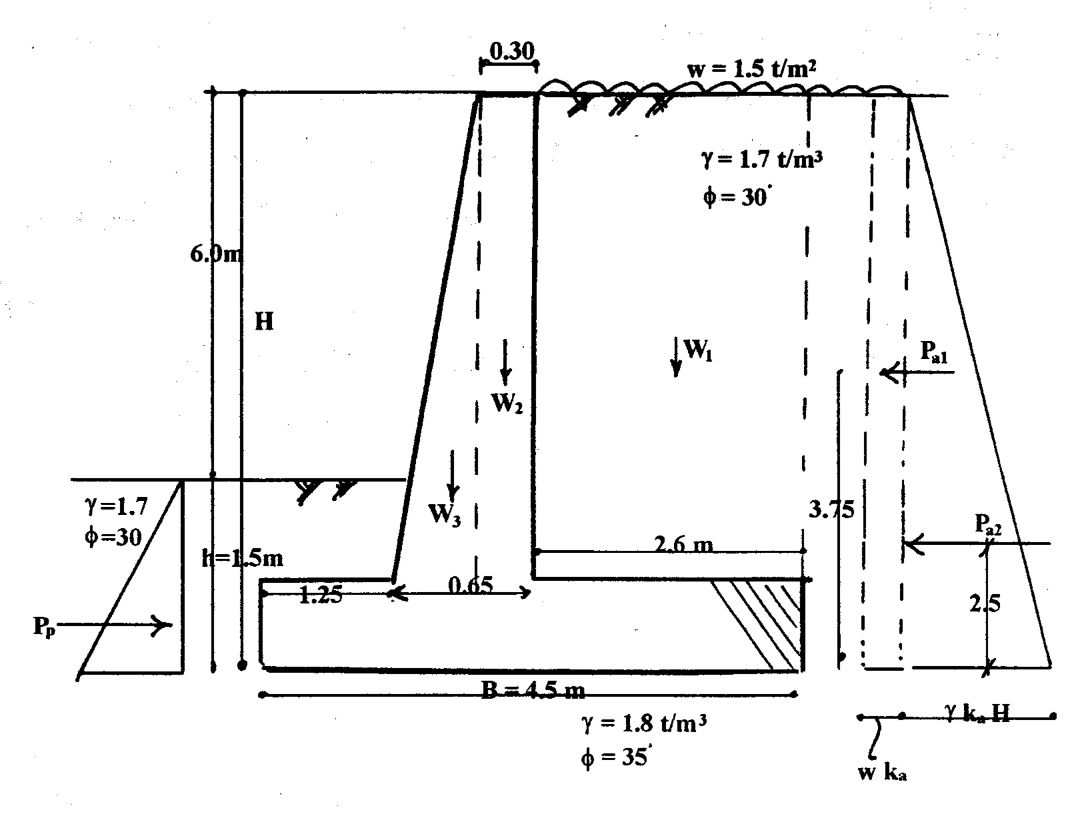
(معامل ضغط التربة الفعال) $$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

(معامل ضغط التربة السلبى) $$k_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30} = 3$$

$$\therefore \quad P_{a1} = w\,k_a\,.\,H = 1.5 \times \frac{1}{3} \times 7.5 = 3.75\ \text{t/m}`$$

$$P_{a2} = \frac{1}{2}\gamma k_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 1.7 \times \frac{1}{3} \times (7.5)^2 = 15.94 \ t/m`$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma k_p \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 1.7 \times 3 \times (1.5)^2 = 5.74 \ t/m`$$



شكل (١٣-٣١) الأبعاد الابتدائية للحائط الساند الكابولى

٣- *الأحمال الرأسية:*

$W_1 = 1.5 \times 2.6 + 6.85 \times 2.6 \times 1.7$	$= 34.177$ t/m`
$W_2 = 0.3 \times 6.85 \times 2.5$	$= 5.138$ t/m`
$W_3 = 0.35 \times 6.85 \times 2.5 \times \frac{1}{2}$	$= 2.997$ t/m`
$W_4 = 0.65 \times 4.5 \times 2.5$	$= 7.313$ t/m`
ΣW	$= 49.625$ t.m`

٤- ***اتزان الحائط الساند:***

بأخذ العزوم حول حافة القدم

$M_{@}$ Toe :

34.177 × 3.2 + 5.138 × 1.75 + 2.997 × 1.48 + 7.313 × 2.25
- 3.75 × 3.75 - 15.94 × 2.5 + 5.74 × 0.50 = 88.22 m.t/m` ⟶

ومن هنا يتم حساب قيمة كل من (M.S) ، (M.ov)

مجموع القيم الموجبة فى المعادلة السابقة

M.S = stabilizing moment = 142.17 m.t/m`

مجموع القيم السالبة فى المعادلة السابقة

M . ov = overturning moment = 53.95 m.t/m`

i – **ضد الانقلاب:**

وعليه فإن معامل الأمان

$$F.S = \frac{M.S}{M.ov} = \frac{142.17}{53.95} = 2.635 > 1.5 \qquad \text{(o.k) safe}$$

ii – **ضد الانزلاق:**

- القوة المسببة للانزلاق =

Driving Force = $P_{a1} + P_{a2} = F_D$
= 3.75 + 15.94 = 19.69 t/m` ⟵

- القوة المسببة لمقاومة الانزلاق =

Resisting Force = $F_R = P_p + \mu \times \Sigma W$

حيث (μ) معامل الاحتكاك بين التربة والأساس وهو يعادل حوالى `tan ϕ

i.e. $\mu = \tan 30 = 0.577$

∴ $F_R = 5.74 + 0.577 \times 49.625 = 34.39$ t/m` ⟶

معامل الأمان = $\frac{F_R}{F_D} = \frac{34.39}{19.69} = 1.75$ أكبر من ١,٥ (o.k)

iii – ضد انهيار التربة وميل الحائط:

يتم حساب مقدار اللامركزية وذلك عن طريق حساب البُعد (x) من حافة القدم لمحصلة القوى الرأسية (Σ W).

i.e. $$\bar{x} = \frac{M_{@}\ Toe}{\Sigma W} = \frac{88.22}{49.625} = 1.78\ ms$$

$$\therefore \quad e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4.5}{2} - 1.78 = 0.47\ ms$$

$$B / 6 = \frac{4.5}{6} = 0.75\ ms$$

وحيث أن $\left(e < \frac{B}{6}\right)$ إذن ليس هناك قوى شد على الكعب وعليه فإن أقصى إجهادات واقعة على التربة هى :

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{\Sigma W}{A}\left[1 \pm \frac{6e}{A}\right] = \frac{\Sigma W}{B}\left[1 \pm \frac{6e}{B}\right]$$

$$\therefore \quad f_{\substack{max \\ min}} = \frac{49.625}{4.5}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.47}{4.5}\right]$$

$f_{max} = 17.94\ t/m^2$ (Comp$^{\underline{n}}$) ، $f_{min} = +4.12\ t/m^2$ (Comp$^{\underline{n}}$)

وهنا يتم حساب أقصى قدرة تحمل للتربة أسفل الأساس وبالتالى جهد التربة الصافى المسموح به وذلك من خواص التربة تحت الأساس وذلك كالآتى :

- يتم أخذ العرض الفعال للقاعدة المقاوم للأحمال ما يعادل ضعف البعد (x).

i.e. $B` = 2\,x = 2 \times 1.78 = 3.56\ ms$

ومن خواص التربة الغير مقلقلة [$\phi = 35^{o}$, $\gamma = 1.8\ t/m^3$] تحت الأساس ومن الجداول الخاصة بذلك فإن :

$N_q = 25$, $N_\gamma = 28$

$$\therefore \quad f_{u\ soil} = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.78 \times 28 = 153.45\ t/m^2$$

$$\therefore \quad f_{all\ soil} = \frac{(153.45 - \gamma_s\ D_f)}{F.S} + \gamma_s\ D_f =$$ الجهد المسموح به

$$= \frac{153.45 - 1.7 \times 1.5}{3} + 1.7 \times 1.5 = 52.85\ t/m^2 \cong 5.3\ kg/cm^2$$

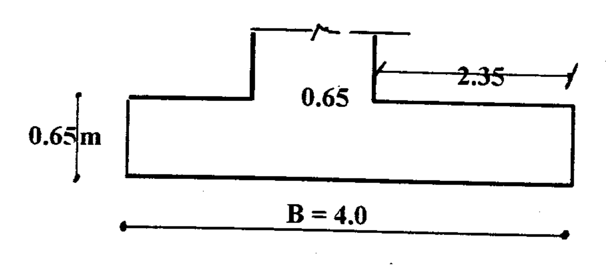
وحيث أن أقصى إجهاد واقع على التربة (f_{max}) أقل من الجهد المسموح به عند منسوب التأسيس

∴ القاعدة آمنة ضد انهيار التربة وميلها.

وحيث أن هناك فارق كبير بين جهد التربة والجهد المسموح به فإنه يمكن جعل أبعاد القاعدة المسلحة أقل من ذلك مع عمل فرشة خرسانة عادية أسفلها بسمك ٣٠ سم وبأخذ عرض القاعدة المسلحة B = 4.0 ms بدلاً من (4.5 ms) وبتقليل النصف متر من الناحيتين بالنسبة لجذع الحائط أى فى طول كل من الكعب والقدم (الكعب ٢,٣٥ م، القدم ١,٠٠م) وكما هو مبين بالكروكى التالى شكل (١٣-٣٢)

وعليه تكون الأوزان:

$W_1 = 30.89$ t/m`
$W_4 = 6.50$ t/m`



شكل (١٣-٣٢)

وعليه بإعادة حساب الإجهادات الواقعة على التربة

∴ $M_{@}$ Toe = 107.46 - 53.95 = 53.55 m.t/m`

∴ S W = 45.525 t/m`

∴ $\bar{x} = \frac{53.51}{45.525} = 1.175$ ms

∴ $e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{4.0}{2} - 1.175 = 0.825$ ms

∴ $\frac{B}{6} = \frac{4.0}{6} = 0.67$ ms ، ∵ $e > \frac{B}{6}$

∴ سوف يحدث شد وانفصال للقاعدة عن التربة وعليه يتم حساب أقصى إجهاد ضغط مع إهمال الشد باعتبار عرض القاعدة فى هذه الحالة يعادل (3 x).

∴ $f_{max\ soil} = \frac{2 \Sigma W}{B`} = \frac{2 \times 45.525}{3 \times 1.175} = 25.8\ t/m^2 = 2.6\ kg/cm^2$

ويجب أن يكون هذا الإجهاد أقل من الجهد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس.

∵ الجهد المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يحسب كالآتى :

$$f_{u\,soil} = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.1754 \times 28 - 123 \ \ t/m^2$$

$$\therefore \quad f_{all\,soil} = 2.55 + \frac{1}{3}(123 - 2.55) = 42.7 \ \ t/m^2 = 4.3 \ \ kg/cm^2$$

∴ القاعدة آمنة ضد الانهيار والميل.

- يتم إعادة التحقق من معامل الأمان ضد الانزلاق مرة ثانية.

$$F_R = P_p + \mu \, \Sigma \, W = 5.74 + 0.577 \times 45.525 = 32.0 \ \ t.m`$$

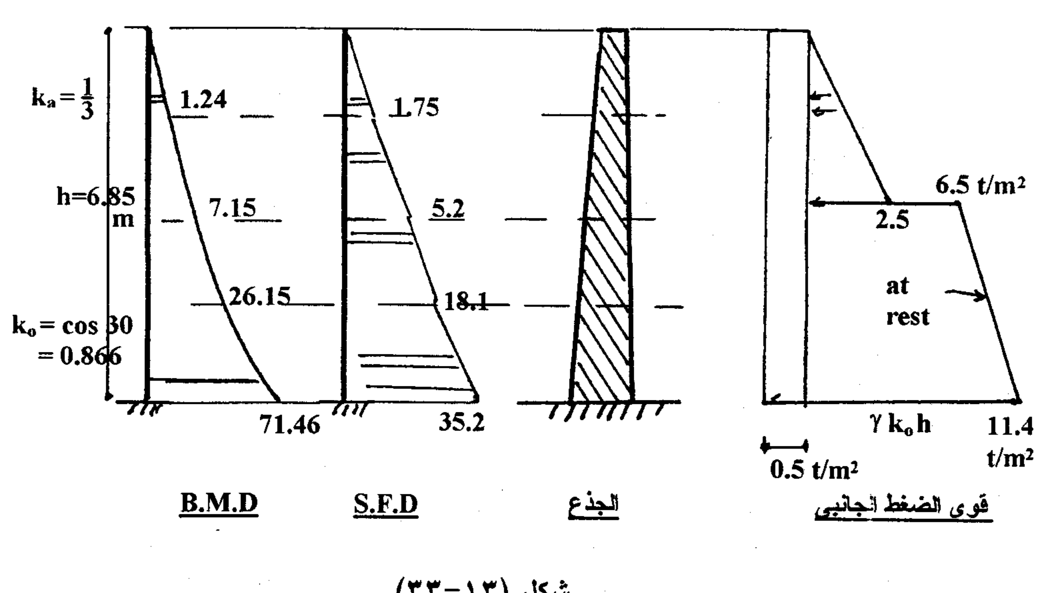
$$\because \quad F_D = P_{a1} = P_{a2} = 19.69 \ \ t/m`$$

$$\therefore \quad F.S = \frac{32.0}{19.69} = 1.625 > 1.5 \qquad \text{(o.k) safe}$$

٥- *تصميم القطاعات الحرجة إنشائياً:*

- بالنسبة لجذع الحائط:

باعتبار الحائط كابولى معرض إلى قوى الضغط الجانبى كما يلى :



شكل (١٣-٣٣)

يـــتم رسم منحنى توزيع القوى الداخلية المتولدة فى الحائط (S.F + B.M) وذلك نتيجة لقوى الضغط الجانبى وكما هو موضح حيث :

$M_{max} = 71.46$ m.t/m` , $Q_{max} \cong 35.2$ t/m`

$\because \quad d_m = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{1.0}} = 0.28\sqrt{71460} = 74.8$ cm

، $d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, q_{all}} = \frac{35.2 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 67.4$ cm

take $d = 74.8$ cm $\longrightarrow$ take $t = 85$ cm $\longrightarrow$ $d_{act} = 80$ cm

$\therefore \quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\, d_{act}} = \frac{7146000}{0.87 \times 1400 \times 80} = 73.3\ cm^2/m`$ $\longrightarrow 12\ \phi\ 28$ /m`

وبالنســبة لــباقى ارتفاع الجذع يتم إيجاد الحديد المناظر لكل قطاع حيث السمك متغير من ٠,٣ م عند القمة إلى ٠,٨٥ عند اتصاله مع القاعدة.

$d_{3\text{-}3} = 51.25$ cm

$\therefore \quad A_{s\,3\text{-}3} = \frac{M_{3\text{-}3}}{k_2\, d_{3\text{-}3}} = \frac{26.15 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 51.25} = 41.89\ cm^2/m`$

$\longrightarrow 12\ \phi\ 22$ /m`

، $A_{s\,2\text{-}2} = 6\ \phi\ 22$ /m`

مع وضع حديد ثانوى طولى يعادل ٠,٢٥ الحديد الرئيسى.

– بالنسبة للقاعدة:

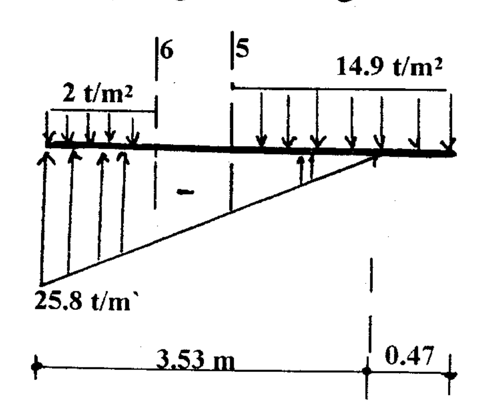
يبيـــن الكـــروكى الـــتالى الأحمال الواقعة على القاعدة وهى ضغط التربة المثلثى من أسفل إلى أعلى والأحمال الواقعة من أعلى إلى أسفل.

يـــتم حساب عزوم الانحناء عند القطاعات الحـــرجة أى عند القطاعات (5-5) ، (6-6) كالآتى :

$M_{5\text{-}5} = -\,29.86$ m.t/m`

، $M_{6\text{-}6} = +\,10.69$ m.t/m`

$\therefore \quad M_{max} = 29.86$ m.t/m`



$$\therefore \quad d = k_1 = \sqrt{\frac{M_{max}}{1.0}} = \sqrt{29860} = 54.4 \text{ cm} \longrightarrow t = 65 \text{ cm} \qquad \text{(o.k)}$$

$$\therefore \quad A_{s\,5\text{-}5} = \frac{M_{5\text{-}5}}{k_2\, d} = \frac{29.86 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 60} = 40.859 \text{ cm}^2/\text{m`}$$

$$\longrightarrow (6\,\phi\,22 + 6\,\phi\,19)\ /\text{m`}$$

$$، \quad A_{s\,6\text{-}6} = \frac{10.69 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 60} = 14.63 \text{ cm}^2/\text{m`} \longrightarrow 6\,\phi\,22\ /\text{m`}$$

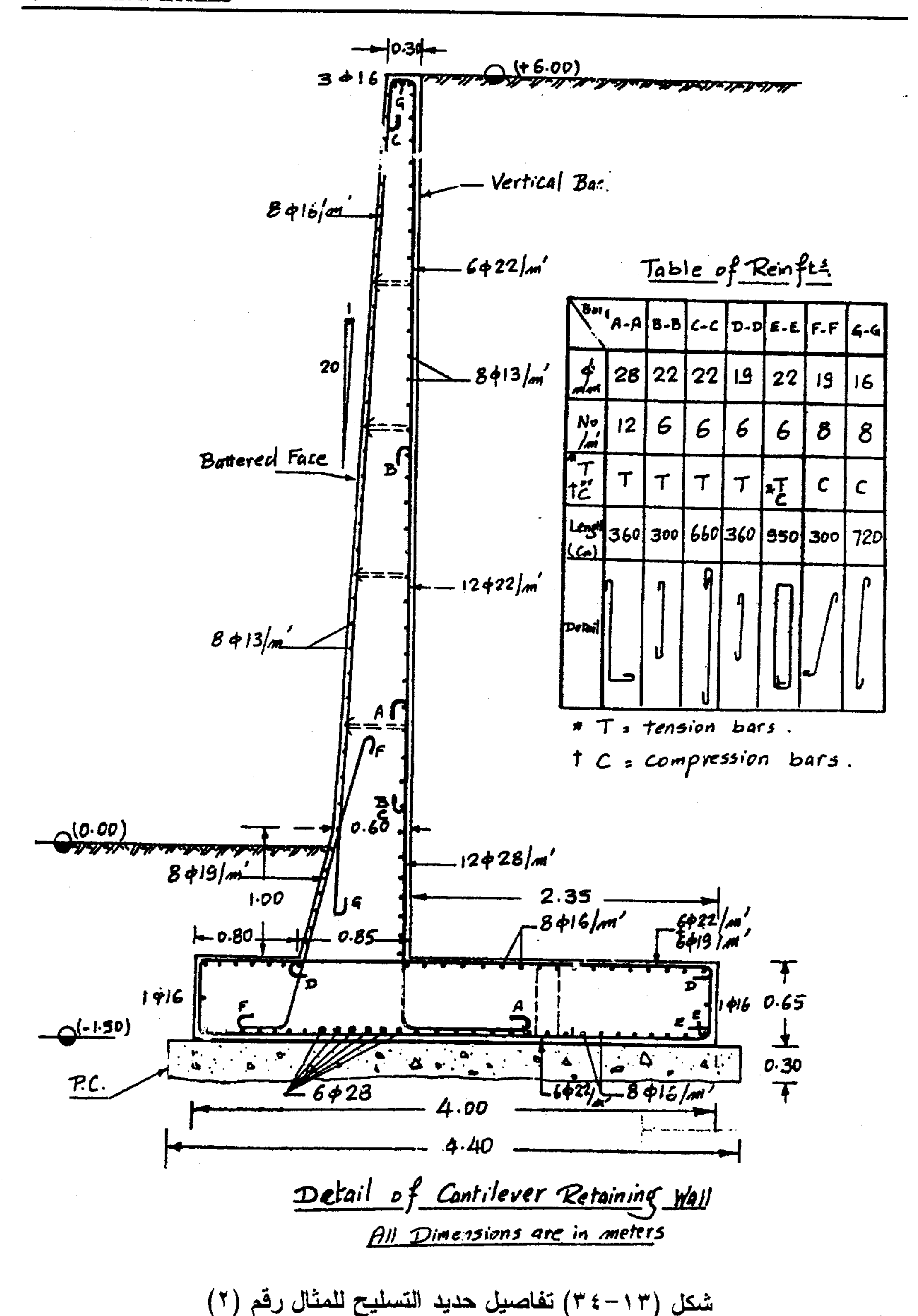
$$، \quad \mu_{min} = \frac{0.25 \times A_c}{100} = \frac{0.25 \times 100 \times 65}{100} = 16.25 \text{ cm}^2/\text{m`}$$

$$\longrightarrow 8\,\phi\,16\ /\text{m`}$$

- هــذا وتجــدر الإشارة إلى أنه لتفادى أى هبوط غير متساوى فى الاتجاه الطولى يتم وضع حديد طولى فى الجذع من أسفل عند اتصاله مع القاعدة مثلاً ٦ ϕ ٢٢.
- هذا أيضاً ويجب التنويه إلى أنه يتم وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى لكــل مــن الجــذع والقاعدة قدره لا يقل عن ٠,٢٥ % من قيمة الحديد الرئيسى عند كل قطاع.

٦ - ***تفاصيل حديد التسليح:***

أنظر الشكل (١٣-٣٤).



Bar	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	G-G
φ mm	28	22	22	19	22	19	16
No/m'	12	6	6	6	6	8	8
*T or †C	T	T	T	T	*T / C	C	C
Length (cm)	360	300	660	360	950	300	720
Detail							

Detail of Cantilever Retaining Wall

All Dimensions are in meters

شكل (١٣-٣٤) تفاصيل حديد التسليح للمثال رقم (٢)

مثال رقم (٣):

المطلوب تصميم الحائط الساند الكابولى من الخرسانة المسلحة ليسند تراب خلفه بارتفاع ٤,٥ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية وطبقاً للمعلومات التصميمية التالية :

- منسوب التأسيس على عمق ١,٥٠ متر من منسوب الأرض الطبيعية.
- وزن وحدة الحجوم للتربة خلف الحائط $\gamma_s = 1.8\ t/m^3$.
- زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة $\phi = 35^\circ$.
- معامل الاحتكاك بين تربة الأساس والخرسانة $\mu = 0.4$.
- جهد التربة المسموح به عند منسوب التأسيس يعادل ١,٢ كجم/سم٢.
- سطح التربة خلف الحائط أفقى ومعرض إلى حمل موزع قدره ١,٠٠ طن/م٢.
- اعتبر الخرسانة هى رتبة C 250 ، حديد التسليح رتبة ٤٢/٢٨ وكثافة الخرسانة ٢,٥ طن/م٣.

خطوات الحل:

١ - *الأبعاد الابتدائية للحائط الساند:*

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٣٥) التالى والذى يبين الأبعاد التالية :

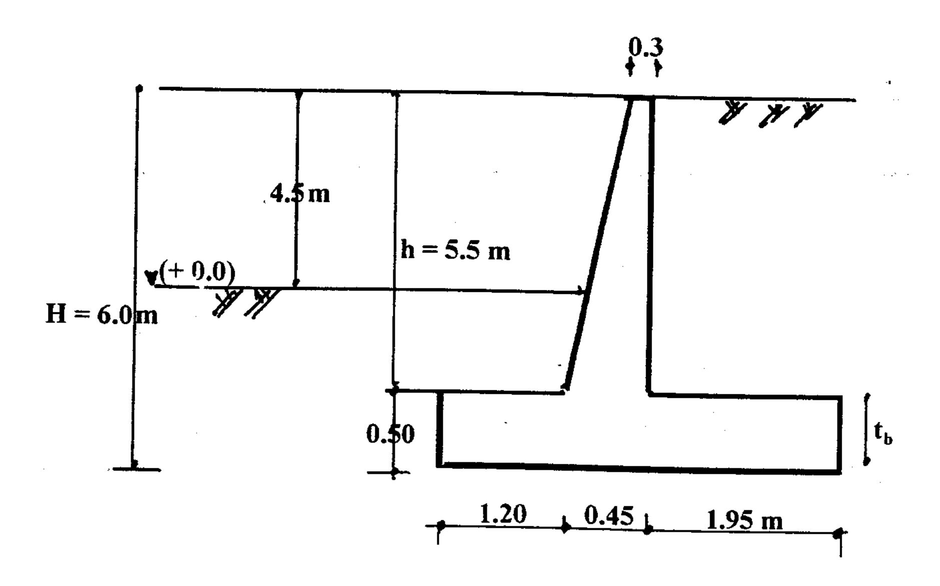
- ارتفاع الحائط الكلى $H = 4.5 + 1.5 = 6.0\ ms$.
- عرض القاعدة $B = 0.6\ H = 0.6 \times 6 = 3.6\ ms$
- بروز القدم = $\frac{B}{3} = \frac{3.6}{3} = 1.2\ ms$
- سمك القاعدة = $t_b = (0.08 \sim 0.1)\ H = 48\ cm\ to\ 60\ cm$.

ويؤخذ سمك القاعدة $t_b = 50\ cm$

- ارتفاع الحائط فوق القاعدة = $(h) = H - t_b = 6.0 - 0.5 = 5.5\ ms$
- سمك الحائط عند القاعدة = $t_w = 0.08 \sim 0.1)\ h = (44 > 55)\ cm$.

ويؤخذ $t_t = 45\ cm$

- سمك الحائط عند قمته = min 30 cm



شكل (١٣-٣٥) الأبعاد التقريبية للحائط الساند فى المثال رقم (٣)

٢- ***الأحمال:***

أ) ***ضغط التربة الفعال (active earth pressure):***

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - 0.5735}{1 + 0.5737} = 0.271$$

- ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض نتيجة للحمل الموزع على سطح الأرض.

$P_1 = w\ k_a = 0.271 \times 1.0 = 0.271\ \ t/m`$

- ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض نتيجة لضغط التربة الفعال (الحمل المثلثى).

$P_2 = \gamma_s\ k_a\ .\ y = 0.27 \times 1.8 \times y = 0.4878\ y\ \ t/m`$

- ضغط التربة عند نهاية الحائط (y = 5.5 ms).

$P_1 = 0.271\ \ t/m^2$, $P_2 = 0.4878 \times 5.5 = 2.683\ \ t/m`$

- ضغط التربة عند منسوب التأسيس (y = 6.0 m`).

$\therefore$ $P_1 = 0.271\ t/m^2$, $P_2 = 0.4878 \times 6.0 = 2.927\ t/m`$

ب) ضغط التربة السلبي (Passive earth pressure):

$$k_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \frac{1+0.5735}{1-0.5735} = 3.69$$

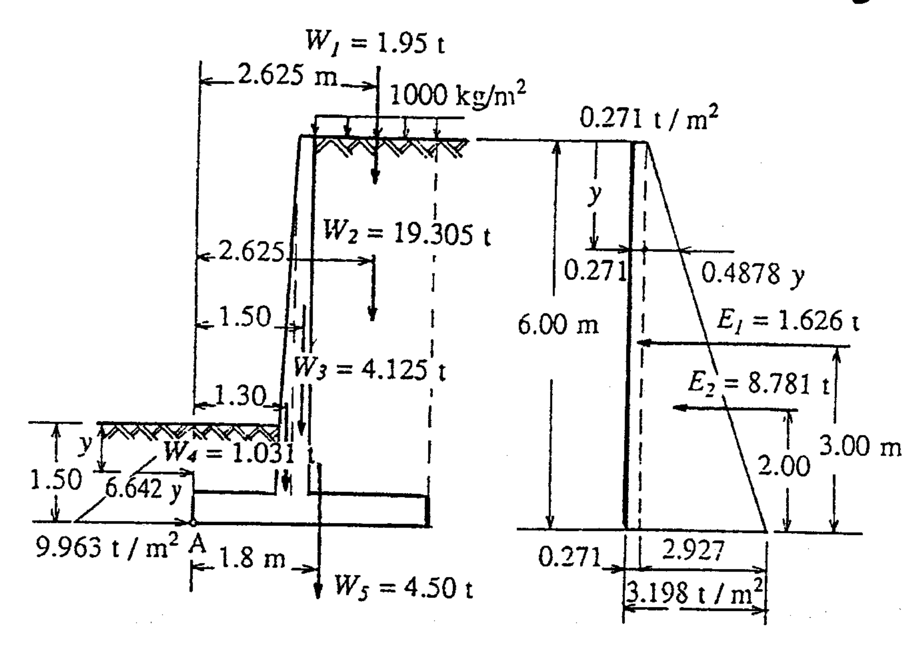
- ضغط التربة عند قطاع على بُعد (y) من سطح الأرض الطبيعية أمام الحائط نتيجة لضغط التربة السلبى.

$$P_p = \gamma_s\, k_p\, y = 3.69 \times 1.8 \times y = 6.642\ y \quad t/m^2$$

وقيمة (P_p) عند منسوب التأسيس تعادل :

$$P_{p\,(y=1.5)} = 6.642 \times 1.5 = 9.963 \quad t/m^2$$

ويبين الشكل (١٣-٣٦) كروكى لقيم الضغوط الفعال والضغوط السلبية المؤثرة على الحائط.



شكل (١٣-٣٦) أحمال وضغوط التربة المؤثرة فى المثال رقم (٣)

جـ) قيم الأحمال الرأسية المؤثرة:

فيما يلى بيان بقيم الأحمال الرأسية المؤثرة وموضعها منسوباً إلى النقطة (A) بالشكل السابق.

$W_1 = 1.0 \times 1.95 = 1.95$ t/m` at 2.625 m from (A)

$W_2 = 1.8 \times 1.95 \times 5.5 = 19.305$ t/m` at 2.625 m from (A)

$W_3 = 2.5 \times 5.5 \times 0.3 = 4.125$ t/m\` at 1.50 m from (A)

$W_4 = 2.5\left(\frac{5.5 \times 0.15}{2}\right) = 1.031$ t/m\` at 1.30 m from (A)

$W_5 = 2.5 \times 3.6 \times 0.5 = 4.50$ t/m\` at 1.8 m from (A)

$\Sigma W = W = 30.911$ t/m\`

٣- اعتبارات الاتزان الكلى (Stability Consideration):

i – المقاومة ضد الانقلاب (Resistance against Overturning):

لجانب الأمان يتم إهمال مقاومة الحائط للضغوط السلبية أى أن الانقلاب سوف يكون نتيجة الضغوط الجانبية الفعالة فقط لاحتمال حدوث نحر أمام الحائط.

- بالإشارة إلى الشكل (١٣-٣٦)

$E_1 = 0.271 \times 6 = 1.626$ t/m\` at 3.0 m from A

$E_2 = \frac{2.927 \times 6}{2} = 8.781$ t/m\` at 2.0 m from A

$\therefore \quad M_{overturning} = 1.626 \times 3 + 8.781 \times 2 = 22.44$ m.t/m\`

- وبإهمال تأثير مقاومة وزن التراب فوق القدم فإنه يصبح أن المقاومة ضد الانقلاب تكون نتيجة فقط من الأحمال الرأسية وعليه يأخذ عزوم الانحناء للقوى الرأسية عند النقطة (A) أيضاً.

$\therefore \quad M_{stablizing} = 1.95 \times 2.625 + 19.305 \times 2.625 + 4.125 \times 1.5 + 1.031 \times 1.3 + 4.5 \times 1.8 = 71.42$ m.t/m\`

$\therefore$ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$F.S = \frac{M_{stab}}{M_{over}} = \frac{71.42}{22.44} = 3.18 > (2) \quad \text{(safe)}$$

ii – المقاومة ضد الانزلاق (Resistance against Sliding):

القوة المسببة للانزلاق =

Sliding Force $= E_1 + E_2$
$= 1.626 + 8.781 = 10.41$ t/m\`

القوة المقاومة للانزلاق تساوى قوة الاحتكاك =

$$F_R = \mu W$$
$$= 0.4 \times 30.911 = 12.36 \ \ t/m`$$

معامل الأمان ضد الانزلاق

$$F.S = \frac{F_R}{\text{Sliding Force}} = \frac{12.36}{10.41} = 1.19 < 2 \quad \text{(unsafe)}$$

وحيـــث أن معـــامل الأمان أقل من (2) فإنه فى هذه الحالة يعنى أنه سوف يحدث إزاحـــة للحـــائط فى اتجاه ضغط التراب الفعال الأمر الذى يستلزم ضرورة منعه وذلك بعمل ضفر (key) أسفل الحائط وذلك لمقاومة هذا الانزلاق وكما هو موضح بالشكل (١٣-٣٧).

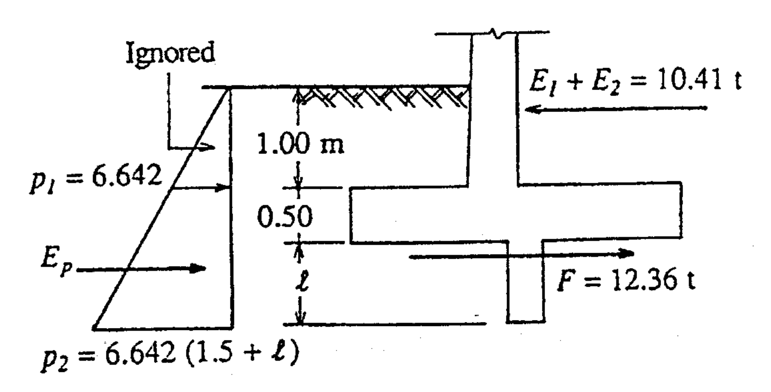
iii- طول الضفر *(Length of Key)*:

بفـــرض طـــول الضـــفر (ℓ) وبمعلومية الضغوط السالبة المؤثرة على هذا الطـــول وكما هى مبينة بالشكل (١٣-٣٧) حيث بمعلومية قيمة هذه الضغوط كما ذكرنا للضغوط السالبة.

$$P_p = 6.642\, y \ \ t/m^2$$

at $y = 1.0$ m $\longrightarrow P_1 = 6.642 \ \ t/m^2$ عند السطح العلوى للقدم

at $y = (\ell + 1.5) \longrightarrow P_2 = 6.642\, (\ell + 1.5) \ \ t/m^2$ عند نهاية الضفر



شكل (١٣-٣٧) طول الضفر والضغوط السالبة المؤثرة عليه

وبإهمال جزء الضغوط السالبة فوق قدم الحائط ∴ قـــيمة الضغط الكلى السالب المؤثر على الضفر وكما هو مبين هو :

$$E_p = \frac{P_2\,(1.5+\ell)}{2} - \frac{P_1 \times 1}{2} = \frac{6.642\,(1.5+\ell)^2}{2} - \frac{6.642}{2}$$

$$= [3.321\,\ell^2 + 9.963\,\ell + 4.151] \quad t/m`$$

هذا ولجعل معامل الأمان لا يقل عن ٢,٠٠ للانزلاق لا بد وأن

$$2\,(E_1 + E_2) = E_p + F_R$$

$$\therefore \quad 2 \times 10.41 = (3.321\,\ell^2 + 9.963\,\ell + 4.151) + 12.36$$

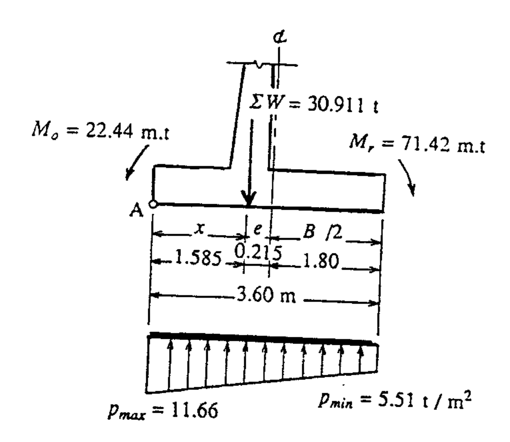
$$\therefore \quad \ell^2 + 3\,\ell - 1.29 = 0 \quad \longrightarrow \quad \ell = 0.38 \text{ ms}$$

يؤخذ طول الضفر

$\longrightarrow$ take $\ell = 45$ cm

iv– الإجهادات الواقعة على التربة:

يبيـــن الشـــكل (١٣-٣٨) الأحمال والقوى الخارجية المؤثرة على القاعدة حيث أن القاعدة يؤثر عليها كلاً من (M_{over}) ، ($M_{stab.}$) ، (Σ W) كما هو مبين.



شكل (١٣-٣٨) القوى الخارجية وتوزيع ضغط التربة على القاعدة

- مقدار بُعد المحصلة (Σ W) من النقطة (A) (حافة القدم) وليكن ($\bar{x}$)

$$(\bar{x}) = \frac{\Sigma M_{@\ Toe}}{\Sigma W} = \frac{M_{stab} - M_{over}}{\Sigma W} = \frac{71.42 - 22.44}{30.911} = 1.585 \text{ ms}$$

وعليه فإن مقدار اللامركزية (e) للمحصلة = $e = \frac{B}{2} - \bar{x}$

$$\therefore \quad e = \frac{3.6}{2} - 1.585 = 0.215 \text{ ms}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3.6}{6} = 0.6 \text{ ms}$$

وحيث أن $e < \frac{B}{6}$ ∴ المحصلة تقع فى الثلث الأوسط للعرض (B) وعليه يتم حساب قيم أقصى وأقل قيم للإجهادات الواقعة على التربة

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{B}\left[1 \pm \frac{6\,e}{B}\right] = \frac{\Sigma\,W}{B}\left[1 \pm \frac{6\,e}{B}\right]$$

$$= \frac{30.911}{3.6}\left[1 \pm \frac{6 \times 0.215}{3.6}\right]$$

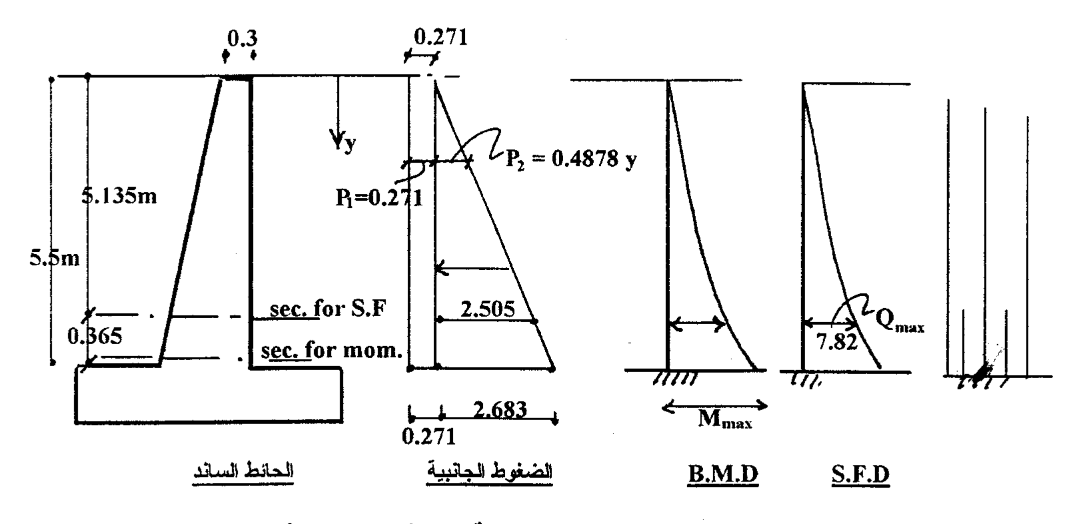
$$\therefore \quad f_{max} = 11.66 \ \ t/m^2 \cong 1.2 \ \ kg/cm^2$$

$$, \quad f_{min} = 5.51 \ \ t/m^2 \cong 0.55 \ \ kg/cm^2$$

وحيث أن $f_{max} < f_{all\ soil}$ ∴ أبعاد القاعدة آمنة ضد الانهيار.

٤- *تصميم جذع الحائط الساند (Design of Wall):*

باعتـــبار جــذع الحائط ككابولى مثبت فى القاعدة ومعرض إلى قوى أفقية هى ضغط التربة الفعال ويبين الشكل (١٣-٣٩) التالى القوى المؤثرة على كامل ارتفاع الجذع وعند القطاعات الحرجة له لكل من عزوم الانحناء والقوى القاصة.



شكل (١٣-٣٩) القوى الداخلية المؤثرة على جذع الحائط

- يــتم حســاب القوى الداخلية المتولدة فى الجذع عند أى قطاع يبعد على مسافة (y) من أعلى.

$$\therefore \quad Q_y = 0.271\,y + \frac{1}{2} \times 0.4878\,y\,.\,y = 0.271\,y + 0.2439\,y^2$$

، $M_y = 0.271 \cdot \frac{y^2}{2} + 0.2439\ y^2 \cdot \frac{y}{3} = 0.136 \times y^2 + 0.0813\, y^3$

وعليه فإن أقصى قوة قاصة عند القطاع الحرج هى عند y = 5.135 m

i.e. $Q_{max} = 0.271 \times 5.135 + 0.2439 \times (5.135)^2 = 7.82\ t/m`$

وكذلك أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج هى عند y = 5.5 ms

$\therefore\ M_{max} = 0.136 \times (5.5)^2 + 0.0813 \times (5.5)^3 = 17.64\ m.t/m`$

- تصـــميم الحـــائط لمقاومـــة القوة القاصة عند القطاع الحرج بفرض أخذ شريحة ارتفاعها ١,٠٠ متر من الحائط حيث :

$Q_{max} = 7.82\ t/m`$

، $\because\ q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, d} - \frac{M_{max}\ at\ Q_{max}}{0.87\, b\, d^2} \tan\alpha$

$M_{max}\ at\ Q_{max}\ (y = 5.135\ m) = 0.136\,(5.135)^2 + 0.0813\,(5.135)^3$
$= 14.59\ m.t/m`$

، $\tan\alpha = \frac{0.45 - 0.3}{5.5} = \frac{0.15}{5.5}$, $t = 45\ cm$, $d_{act} = 40\ cm$

$\therefore\ q_{max} = \frac{7.82 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 40} - \frac{14.59 \times 10^5}{0.87 \times 100 \times (40)^2} \times \frac{0.15}{5.5}$

$= 2.25 - 0.289 = 1.961\ kg/cm^2 < q_{all}\ (6\ kg/cm^2)$

o.k (safe)

أى أن القطاع آمن بالنسبة للقوى القاصة.

ولمقاومة عزم الانحناء

$\therefore\ d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.281 \sqrt{\frac{17.64 \times 10^5}{100}} = 37.3\ cm$

$\therefore$ take $t = 45\ cm$ o.k (safe)

$\therefore\ A_s = \frac{M}{k_2\, d} = \frac{17.64 \times 10^5}{1217 \times 40} = 36.24\ cm^2/m` \longrightarrow 8\ \phi\ 25\ /m`$

- يـــتم تقلـــيل مساحة الحديد كلما ارتفعنا إلى أعلى وبتقسيم الارتفاع إلى ثلاثـــة قطاعات وذلك بالاحتفاظ بالأسياخ ذات نفس القطر 25 = ϕ ولكن مع زيادة المســـافة بينها خلال هذه القطاعات أى فى المنطقة السفلى يوضع سيخ قطر ٢٥

مـــم كـــل ١٢,٥ سم وفى المنطقة الوسطى سيخ قطر ٢٥ كل ٢٥ سم والمنطقة الثالثة سيخ قطر ٢٥ كل ٥٠ سم.

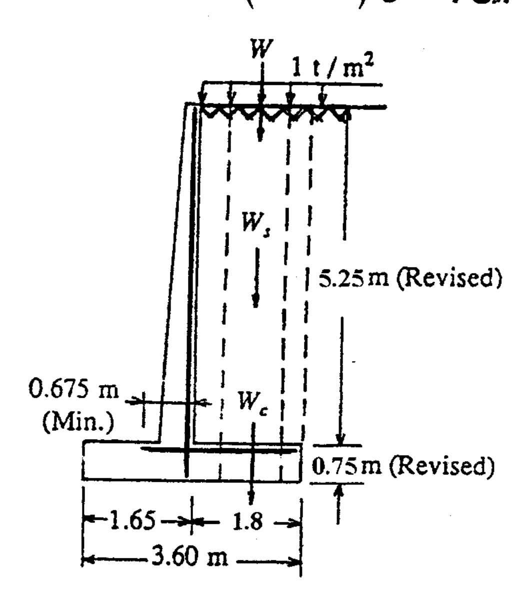
• هـــذا بالإضافة إلى وضع حديد ثانوى فى الاتجاه الطولى يعادل ٠,٢٥% من هذا الحديد وبعدد لا يقل عن ٥ ϕ ١٢ /مَ.

• هذا ويجب امتداد الحديد بطول كافى لا يقل عن ٥٠ مرة قطر السيخ.

٥- تصميم كعب الحائط (Design of Heel):

i – الأحمال الواقعة على الكعب:

كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٠).



شكل (١٣-٤٠) تصميم الكعب

الحمـــل الواقـــع على الكعب من أعلى إلى أسفل وباعتبار الكعب كابولى مثبت فى الحائط.

$$\therefore \quad w_{heel} = w \times 1.0 + \gamma_s \cdot t_b + \gamma_s\, h$$

$$= 1 \times 1.0 + 2.5 \times 0.5 + 1.8 \times 5.5 = 12.15 \;\; t/m`$$

• يتم حساب أقصى قوة قاصة من أقصى عزم انحناء عند القطاعات الحرجة وهى على وجه الحائط الخلفى أى على مسافة قدرها (1.95 ms)

$\therefore \quad Q_{max} = 12.15 \times 1.95 = 36.69 \quad t/m`$

$$M_{max} = 12.15 \times \frac{(1.95)^2}{2} = 23.10 \ m.t/m`$$

- التحقق من إجهادات القص

$$q_{max} = \frac{36.69 \times 10^3}{0.87\, b\, d} \le q_{all} \quad (6 \ kg/cm^2)$$

$$= \frac{36.69 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 45} \quad \therefore \quad d = 45 \longrightarrow t = 0.5 \quad \text{حيث}$$

$$= 9.37 \ kg/cm^2 > 6 \ kg/cm^2 \quad unsafe$$

∴ لا بد من زيادة العمق وليكن مثلاً ٧٥ سم ⟵ $d = 70$ cm

$$\therefore \quad q_{max} = \frac{9.37 \times 45}{70} = 6 \, kg/cm^2 \quad o.k \quad safe$$

- التحقق من إجهادات عزم الانحناء

$$\because \quad d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.361 \sqrt{\frac{23.1 \times 10^5}{100}} = 54.8 \ cm < 70 \ cm$$

o.k take $d_{act} = 70$ cm

$$\therefore \quad A_s = \frac{23.1 \times 10^5}{1250 \times 70} = 26.4 \ cm^2/m` \longrightarrow 6 \phi 25 /m`$$

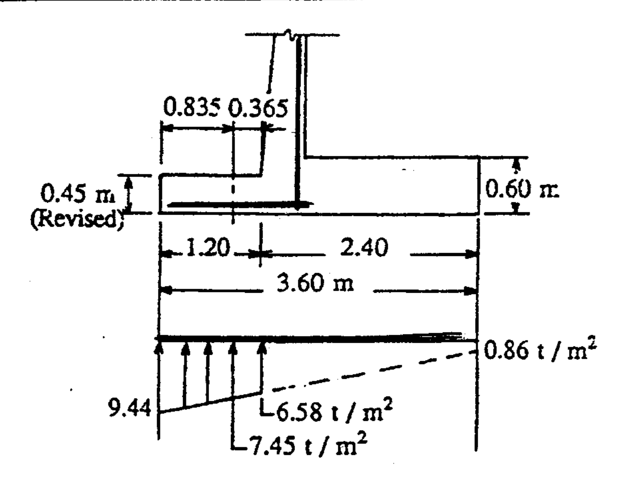
أى سيخ كل ١٧,٥ سم قطره ٢٥ مم مع وضع حديد فى منطقة الضغط يعادل ٢٥ % من هذه القيمة وهى تعادل نصف القطر بنفس العدد والتقسيط أى سيخ ϕ ١٢ كل ١٧,٥ سم.

$$\mu_{min} = \frac{0.25 \times 100 \times 70}{100} = 17.5 \ cm^2/m` \qquad (o.k)$$

- هذا ويجب ضرورة مد الحديد فى امتداده بطول لا يقل عن مسافة الرباط وهى ٥٠ مرة قطر السيخ.

٦- *تصميم القدم (Design of Toe):*

كما هو معتاد يأخذ سمك القاعدة متساوياً على كامل طول القاعدة ولكن عندما يكون الحائط الساند معرضاً إلى حمل موزع خلفه كبير القيمة ($w=1 \ t/m^2$) كما هو الحالة فى هذا المثال الأمر الذى يمكن من تنفيذ سمك القدم أقل من سمك الكعب كما هو مبين بالشكل (١٣-٤١).



شكل (١٣-٤١) تصميم القدم والأحمال المؤثرة عليه

بالإشـــارة إلى الأحمال المؤثرة فى الشكل وبفرض سمك القدم ٤٥ سم كما هـــو مفـــروض ونتـــيجة لضغط التربة المبين يتم حساب قيمة أقصى قوة قاصة وأقصى عزم انحناء.

$$\therefore \quad Q_{max} = \frac{9.44 + 7.45}{2} \times 0.835 - \gamma_c \times 0.45 \times 0.835$$

$$= 10.993 - 0.939 = 10.054 \quad t/m`$$

$$M_{max} = \left[\frac{9.44 \times 1.2}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.2 + \frac{6.58 \times 1.2}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.2 \right] - \gamma_c \times 0.45 \times \frac{1.2^2}{2}$$

$$= 4.53 + 1.579 - 0.81 = 5.299 \quad m.t/m`$$

- التحقق من إجهادات القص

$$q_{max} = \frac{10.054 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 40} = 2.889 \ kg/cm^2 < q_1 \ (6\,kg) \qquad (o.k)$$

- التحقق من عزوم الانحناء

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$$= 0.361 \sqrt{\frac{5.299 \times 10^5}{100}} = 26.27 \ cm^2 < d_{act} \quad (40\,cm)$$

$\therefore$ (o.k)

$$\therefore \quad A_s = \frac{5.299 \times 10^5}{1250 \times 40} = 10.6 \ cm^2/m` \longrightarrow \underline{6\,\phi\,16}\ /m`$$

$$A_{s\,min} = 0.25 \times 100 \times 40 = 10 \ cm^2 < A_{s\,req} \quad (o.k)$$

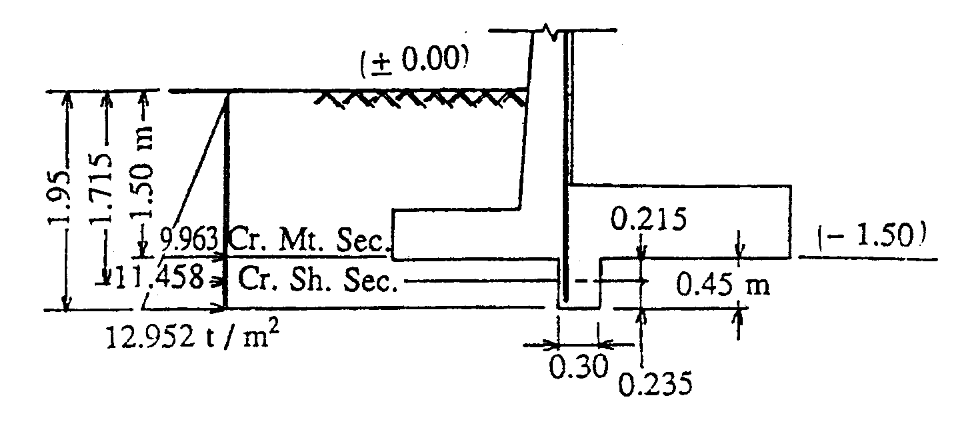
٧- تصميم الضفر (Design of Key):

سبق وأن تم تحديد طول الضفر وهو ٤٥ سم لمجابهة الانزلاق وبمعلومية توزيع الضغوط السلبية على كامل طول الضفر والسابق إيجادها حيث :

$$P_p = 6.642 \times y \quad t/m^2$$

حيث (y) هو البُعد من منسوب التأسيس وهو الصفر

- وعلـــيه يمكن إيجاد قيم هذه الضغوط التى تؤثر على هذا الضفر وكما هو مبين بالشكل (١٣-٤٢).



شكل (١٣-٤٢) تصميم الضفر

- من القوى المؤثرة يمكن حساب أقصى عزم انحناء وأقصى قوة قاصة عند القطاعات الحرجة المبينة بالشكل.

$$\therefore \quad M_{max} = \frac{9.963 \times 0.45}{2} \times \frac{1}{3} \times 0.45 + \frac{12.952 \times 0.45}{2} \times \frac{2}{3} \times 0.45$$

$$= 1.21 \quad m.t/m`$$

$$، \quad Q_{max} = \frac{11.458 + 12.952}{2} \times 0.235 = 1.434 \quad t/m`$$

- يتم إيجاد الأسماك المناظرة لمقاومة هذه القوى الداخلية

$$d_m = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.3 \sqrt{\frac{1.21 \times 10^5}{100}} = 10 \quad cm$$

$$، \quad d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\, b\, q_{all}} = \frac{1.434 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 2.74 \quad cm$$

∴ يتم أخذ الأكبر منها وحيث أنه يجب ألا يقل السمك عن ٣٠ سم.

take t = 30 cm

وكما هو مبين

$$\therefore \quad A_s = \frac{1.21 \times 10^5}{1250 \times 25} = 3.87 \ \text{cm}^2/\text{m}`$$

ومساحة الحديد المطلوبة

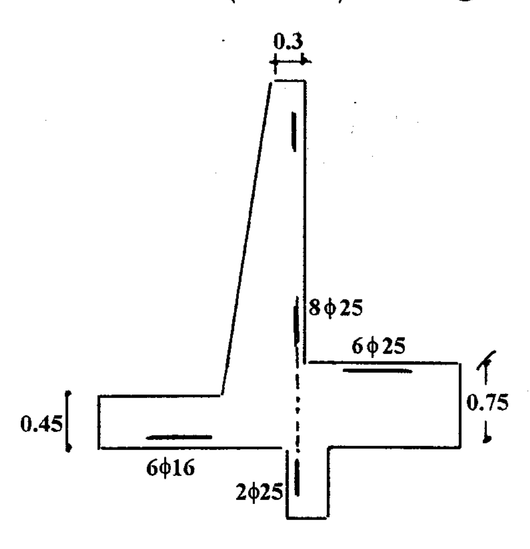
$A_{s\,min} = 0.25 \times 100 \times 25 = 6.125 \ \text{cm}^2/\text{m}`$

take 2 ϕ 25 /m`

وهـنا يـتم أخذ هذا الحديد كجزء من امتداد الحديد الرئيسى للجذع كما هو مبين بالكروكى السابق.

٨- ***توزيع حديد التسليح:***

يبيـن الكـروكى الـتالى مواضع الحديد الرئيسى على القطاعات الحرجة للحائط الساند السابق - شكل (١٣-٤٣).



شكل (١٣-٤٣) مواضع حديد التسليح الرئيسية فى المثال رقم (٣)

المثال رقم (٤):

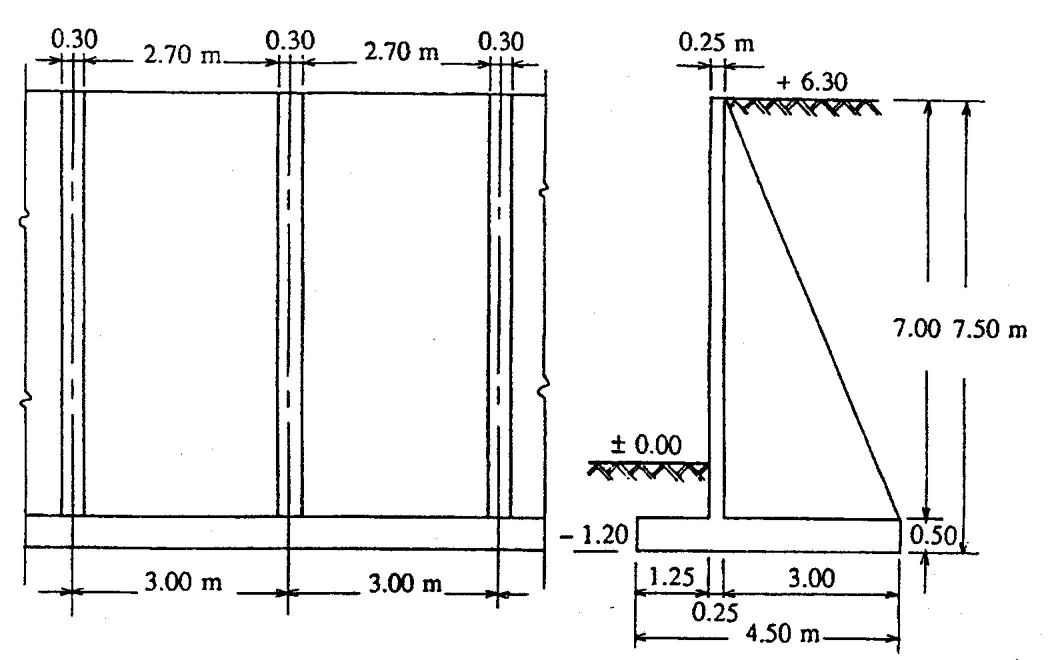
المطلـوب تصـميم الحـائط السـاند ذو الدعائم لسند ردم ارتفاعه ٦,٣ م فوق منسوب سطح الأرض الطبيعية وطبقاً للبيانات والمعلومات التالية :

- منسوب التأسيس على عمق ١,٢٠ متر من منسوب سطح الأرض الطبيعية.
- جهد التربة المسموح به للتربة عند منسوب التأسيس يعادل ١٥ طن/م٢.
- وزن التربة خلف الحائط يعادل ١,٦ طن/م٣ = γ_s.
- زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة $\phi = 30^\circ$.
- معامل الاحتكاك بين التربة والأساس الخرسانى $\mu = 0.50$.
- الردم خلف الحائط أفقى وليس هناك أحمال مؤثرة عليه.
- تقسيط الدعائم من المحور إلى المحور كل ٣,٠٠ متر.
- كثافة الخرسانة ٢,٥ طن/م٣.
- الحديد المستخدم رتبة ٣٥/٢٤ ، الخرسانة رتبة C 200.

خطوات الحل:

١- *الأبعاد الابتدائية للحائط الساند:*

يبين الشكل (١٣-٤٤) التالى المناسيب والارتفاعات والأبعاد الابتدائية التى تم فرضها بناء على ما جاء فى المثال السابق.



شكل (١٣-٤٤) الأبعاد الابتدائية للحائط الساند ذو الدعائم

٢- الأحمال:

أ) ضغط التربة الفعال:

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$

عند أى نقطة على بُعد (y) من السطح فإن قيمة ضغط التربة على الحائط هو :

$P_a = \gamma_s \cdot k_a \cdot y = 0.33 \times 1.6 \times y = 0.533\ y \quad t/m^2$

وقيمة ضغط التربة الفعال عند منسوب التأسيس حيث y = 7.5 ms هو :

$P_a = 0.533\ y = 0.533 \times 7.5 = 4.0 \quad t/m^2$

$E_a = \frac{1}{2} \times 4 \times 7.5 = 15 \quad t/m`$ at 2.5 ms from (A)

ب) الأحمال الرأسية:

بفرض شريحة نمطية (قطاع عرضى عرضه واحد متر) فإن القوى الرأسية المؤثرة كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٥) كما يلى :

$W_1 = \gamma_s \times 3 \times 7 = 1.6 \times 21 = 33.6\ t/m`$ at 3.0 m from (A)

$W_2 = 2.5 \times 0.25 \times 7 = 4.375\ t/m`$ at 1.375 m from (A)

$W_3 = 2.5 \times 4.5 \times 0.5 = 5.625\ t/m`$ at 2.25 m from (A)

$\Sigma W = W = 43.6\ t/m`$

٣- الاتزان الخارجى الكلى:

أ) المقاومة ضد الانقلاب:

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٤٥) وبأخذ العزوم حول نقطة (A) وهى حافة القدم.

- عزم الانقلاب

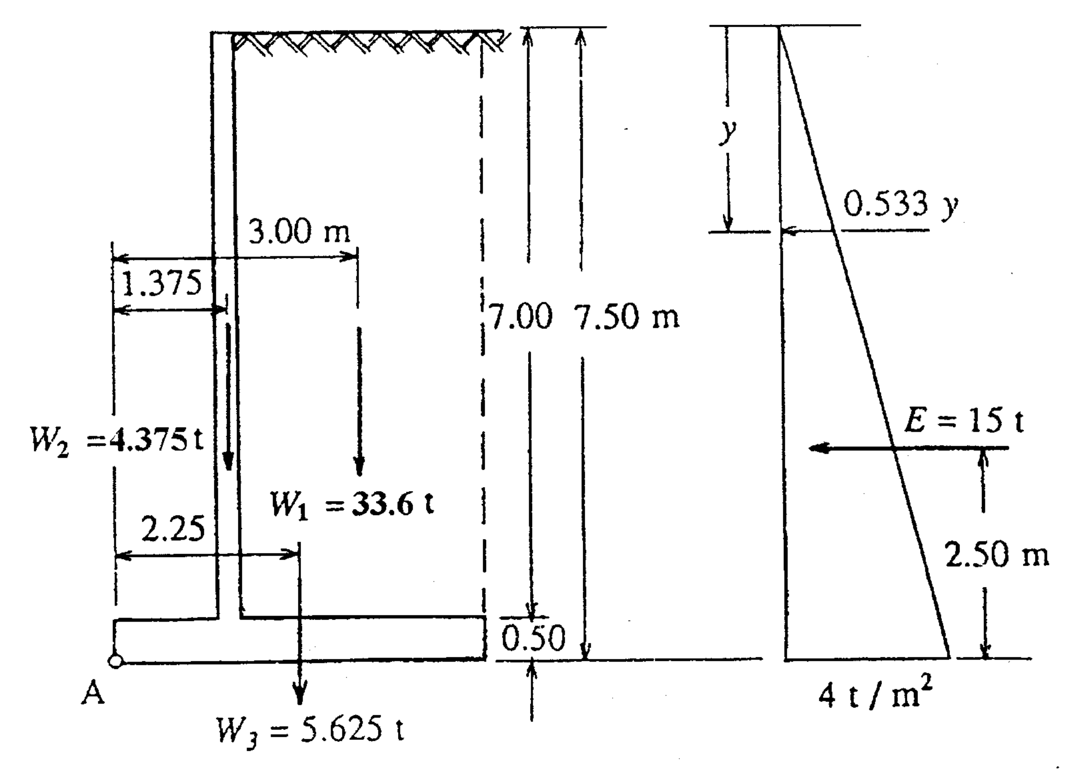
$M_{over} = E_a \times 2.5 = 15 \times 2.5 = 37.5\ m.t/m`$

- عزم الاتزان

$$M_{stablizing} = 33.6 \times 3 + 4.375 \times 1.375 + 5.625 \times 2.25 = 119.47\ m.t/m`$$

∴ معامل الأمان ضد الانقلاب

$$F.S = \frac{M_{stab}}{M_{over}} = \frac{119.47}{37.5} = 3.19 > 2 \quad o.k \quad (safe)$$



شكل (١٣-٤٥) الأحمال الخارجية المؤثرة على قطاع فى الحائط الساند

ب) المقاومة ضد الانزلاق:

قوة الانزلاق **Sliding Force = E_a = 15 t/m`**

القوة المقاومة للانزلاق = قوة الاحتكاك **(F_R)**

$$F_R = \mu \times \Sigma W = 0.5 \times 43.6 = 21.8 \ t/m`$$

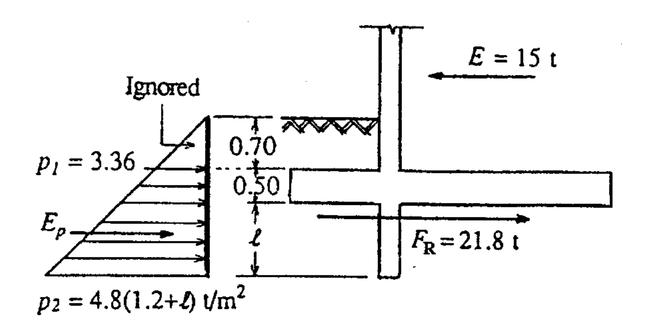
∴ معامل الأمان ضد الانزلاق

$$F.S = \frac{F_R}{E_a} = \frac{21.8}{15} = 1.45 < 2 \qquad \text{(unsafe)}$$

وعليه يجب تزويد الحائط بضفر **(key)**.

جـ) طول الضفر *(Length of Key)*:

بفـــرض أن طـــول الضـــفر (ℓ). يبين الشكل (١٣-٤٦) الضغوط السلبية المؤثرة على هذا الضفر والتى يمكن تعينها باتباع الطريقة السابقة.



شكل (١٣-٤٦) كيفية تعيين طول الضفر

بالإشارة إلى الشكل السابق حيث :

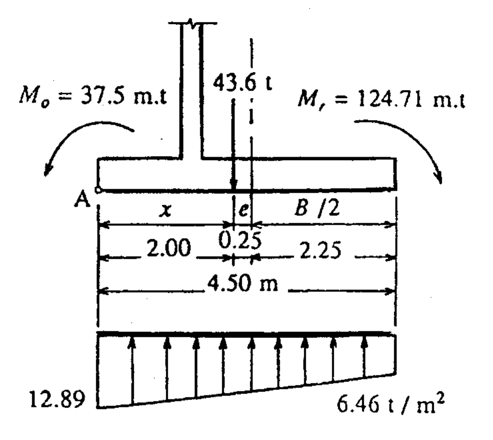
$$P_1 = 3.36 \ \ t/m^2$$
$$P_2 = 4.8\ (1.2 + \ell) \ \ t/m^2$$
$$E_p = \frac{P_2\ (1.2 + \ell)}{2} - \frac{P_1 \times 0.7}{2} = \frac{4.8\,(1.2 + \ell)^2}{2} - \frac{3.36 \times 0.7}{2} \quad ،$$
$$\therefore \quad E_p = (2.4\,\ell^2 + 5.76\,\ell + 2.28) \ \ t/m`$$

وللحصــول علــى معامل أمان يعادل (2) ضد الانزلاق فإنه يجب تحقيق المعادلة التالية :

$$2\ E_a = E_p + F_R$$
$$\therefore \quad 2 \times 15 = (2.4\,\ell^2 + 5.76\,\ell + 2.28) + 21.8$$
$$\therefore \quad \ell^2 + 2.4\,\ell - 2.467 = 0 \quad \longrightarrow \ell = 0.78 \ \ ms$$

∴ يؤخذ ضفر طوله ٨٠ سم.

د) التحقق من قدرة تحمل التربة:



شكل (١٣-٤٧) الإجهادات الواقعة على التربة

بالإشارة إلى الشكل (١٣-٤٧) حيث :

$M_{stab} = 124.71 \ m.t/m'$ ، $M_{over} = 37.5 \ m.t/m'$

∴ بُعد المحصلة عن النقطة (A) (x)

$$(x) = \frac{M_{stab} - M_{over}}{\Sigma W}$$
$$= \frac{124.7 - 37.5}{43.6} = 2.0 \ ms$$

∴ مقدار اللامركزية

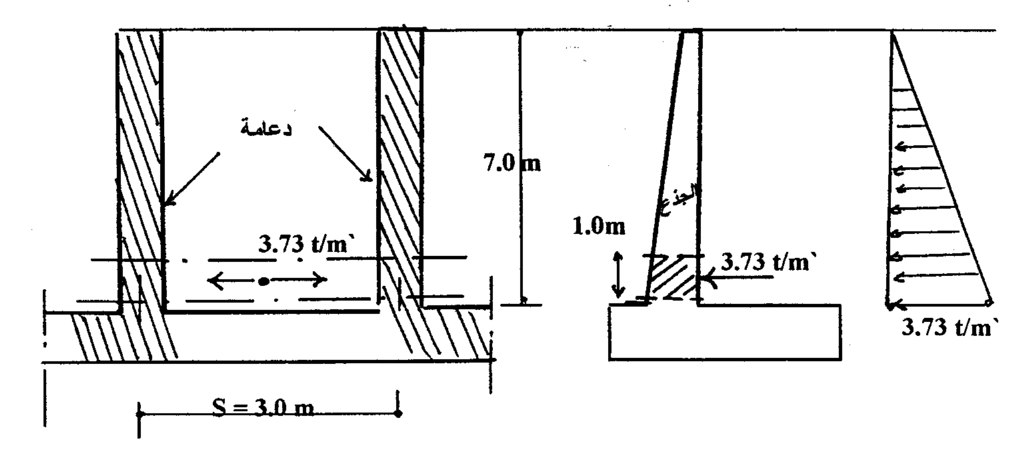
$$e = \frac{B}{2} - x = 2.25 - 2.0 = 0.25 \ m$$
$$\text{،} \quad \frac{B}{6} = \frac{4.5}{6} = 0.75 \ ms > e$$

حيث أن $\frac{B}{6} > e$ ∴ المحصلة تقع فى داخل الثلث الأوسط للعرض وهذا يعنى أن جميع الإجهادات الواقعة على التربة هى إجهادات ضغط وأن قيم هذه الإجهادات كما يلى :

$$f_{\substack{max \\ min}} = \frac{\Sigma W}{B}\left[1 \pm \frac{6e}{B}\right] = \frac{43.6}{4.5}\left[1 \pm \frac{0.25}{4.5}\right]$$
$$\therefore \quad f_{max} = 12.89 \ t/m^2 < f_{all} \ (15 \ t/m^2) \quad o.k \qquad safe$$
$$\text{،} \quad f_{min} = 6.46 \ t/m^2 \ (comp.) \ (o.k) \quad > \frac{f_{max}}{2}$$

٤- ***تصميم جذع الحائط الساند (Design of Wall):***

وحيث أن جذع الحائط عبارة عن بلاطة ترتكز على ثلاثة جوانب (الدعائم على الجانبين والقاعدة من أسفل) وحرة من أعلاها وذات أبعاد ٧,٠٠ م طول (ارتفاع الحائط) × ٣,٠٠ متر عرض (المسافة بين الدعائم) وعليه فهى ذات اتجاه واحد والحمل المؤثر وهو المثلث يقاوم فى الاتجاه الأفقى وعليه بفض شريحة عرضها واحد متر عند القطاع الحرج (أقصى حمل مؤثر أفقى) وهو عند أسفل الحائط وكما هو مبين بالشكل (١٣-٤٨).



شكل (١٣-٤٨) الحمل الواقع على جذع الحائط الساند

هــذه الشــريحة معرضة إلى حمل موزع بانتظام (w) مساوى لضغط التراب عند موضع الشريحة أى قيمة (P_a) عند y = 7.0 ms

$$\therefore \quad w_{wall} = 0.533 \times 7 = 3.73 \ \ t/m`$$

وعلــيه حيــث أن الشريحة تعتبر كمرة مستمرة مرتكزة على الدعائم فإنه بذلك يمكــن إيجــاد قيم القوى الداخلية المتولدة وهى عزوم الانحناء والقوى القاصة وحيث أن أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج وهو عند الدعائم أو فى منتصف المسافة بين الدعائم وهو يساوى

$$M_{max} = \pm \frac{w_w \ S^2}{12} = \pm \frac{3.73 \times (3)^2}{12} = \pm 2.8 \ \ m.t/m`$$

حيث (S) هى تقسيط الدعائم = ٣,٠٠ متر

وأقصــى قــوة قاصة عند القطاع الحرج والذى يقع على بُعد ٣٠ سم من محور الدعائم وذلك بفرض عرض الدعائم = ٣٠ سم

$$\text{i.e.} \quad Q_{max} = w\left(\frac{\ell}{2} - 0.35\right)$$

$$\therefore \quad Q_{max} = 3.73\left(\frac{3}{2} - 0.35\right) = 4.29 \ \ t/m`$$

وعليه فإن الأعماق المناظرة لمقاومة هذه القوى القصوى لكل من عزم الانحناء والقوى القاصة كالآتى :

$$d_m = k_1\sqrt{\frac{M_{max}}{b=1.0}} = 0.281\sqrt{\frac{2.8\times10^5}{100}} = 15\ \text{cm}$$

$$d_{sh} = \frac{Q_{max}}{0.87\,b\times q_{all}} = \frac{4.29\times10^3}{0.87\times100\times6} = 8.22\ \text{cm}$$

$\longrightarrow$ take $t = t_{min} = 25\ \text{cm}$ $\longrightarrow d_{act} = 21\ \text{cm}$

$$\therefore\quad A_s = \frac{M_{max}}{k_2\,d} = \frac{2.8\times10^5}{1280\times21} = 10.42\ \text{cm}^2/\text{m}`$$

$$A_{s\,min} = \frac{0.25\times100\times25}{100} = 6.25\ \text{cm}^2/\text{m}` \longrightarrow 10.42\ \text{cm}^2 \quad (\underline{6\,\phi\,16}/\text{m}`)$$

$$= 2\,\phi\,16$$

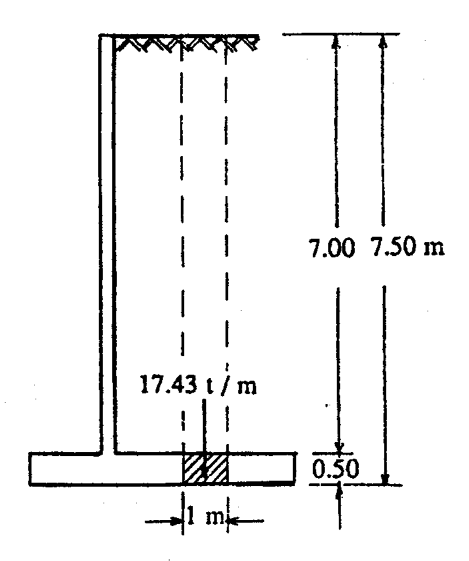
أى يوضع سيخ ϕ ١٦ كل ١٥ سم وذلك حتى ارتفاع ٢,٥ متر من قاع الحائط ثم سيخ ϕ ١٦ كل ٢٥ سم وذلك بارتفاع من ٢,٥ ← ٤,٥ م من القلاع ثم سيخ ϕ ١٦ كل ٣٠ سم وذلك لباقى الارتفاع.

٥- *تصميم كعب الحائط الساند (Design of Heel):*

باعتبار شريحة نمطية من كعب الحائط عرضها ١,٠٠ متر كما هو مبين بالشكل (١٣-٤٩) وبإهمال ضغط التربة من أسفل إلى أعلى على القاعدة فإن الحمل التصميمى المعرض له هذه الشريحة هو :

$$w_{heel} = \gamma_s\,h + o\,.\,w \quad (t/m`)$$

$$= 1.6\times7 + 2.5\times0.5 = 12.45\ \ t/m`$$



شكل (١٣-٤٩) تصميم كعب الحائط

وبالتالى باعتبار هذه الشريحة كمرة مستمرة مرتكزة على الدعائم كل ٣,٠٠ متر

∴ يــتم إيجاد قيم أقصى عزوم انحناء فيها وأقصى قوة قاصة عند القطاعات الحرجة كالآتى :

أقصى عزم انحناء موجب (بين منتصف الدعائم) وسالب عند الدعائم

$$M_{max} = \pm \frac{w_{heel} \cdot S^2}{12} = \frac{12.45 \times (3)^2}{12} = \pm 9.34 \ \text{m.t/m`}$$

أقصـــى قوة قاصة عند القطاع الحرج الذى يبعد مسافة من وجه الدعامة تساوى : $\left[\frac{(\ell - b_{count})}{2} - d\right]$

$$\therefore \quad Q_{max} = w_{heel} \cdot \left[\frac{(\ell - b_{coun})}{2} - d\right]$$

$$= 12.45\left[\frac{3.0 - 0.3}{2} - 0.45\right] = 11.21 \ \text{t/m`}$$

- يــتم إيجــاد الأعماق المناظرة لهذه القوى الداخلية من كل من (M_{max}) ، (Q_{max}).

$$d_m = 0.281\sqrt{\frac{9.34 \times 10^5}{100}} = 27.2 \ \text{cm}$$

$$، \quad d_{sh} = \frac{11.21 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 21.47 \ \text{cm}$$

$\longrightarrow t = t_{min}$ as given and assumed = 50 cm

$\therefore \quad d_{act} = 45$ cm (safe)

$$\therefore \quad A_s = \frac{9.34 \times 10^5}{1280 \times 45} = 16.22 \ \text{cm}^2/\text{m`}$$

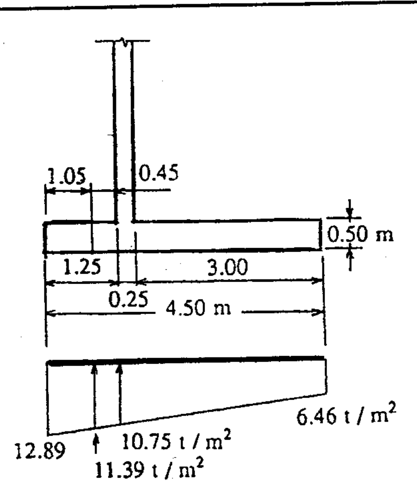
$$A_{s\,min} = \frac{0.25 \times 100 \times 50}{100} = 12.5 \ \text{cm}^2/\text{m`} \longrightarrow \text{take} \ A_s = 16.22 \ \text{cm}^2/\text{m`}$$

$\longrightarrow$ <u>9 ϕ 16</u> /m`

وهــذا الحديد يوضع على السطح العلوى للكعب مع أخذ حديد ثانوى يعادل ٢٥% من الحديد الرئيسى أى ٥ ϕ ١٣ /مَ كحد أدنى يوضع على السطح السفلى.

٧ – <u>*تصميم القدم (Design of Toe):*</u>

بالإشــارة إلــى الشكل (١٣–٥٠) والذى يبين الأحمال المؤثرة على القدم وهو ضغط التربة من أسفل إلى أعلا مطروحاً منه وزن القدم نفسه إلى أسفل.



شكل (١٣-٥٠) تصميم قدم الحائط

وعليه فإن أقصى عزم انحناء عند القطاع الحرج على وجه الحائط :

$$M_{max} = \left[\frac{12.89 \times 1.25}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.25 + \frac{10.75 \times 1.25}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.25\right] - \frac{1.25 \times (1.25)^2}{2}$$

$$= 9.51 - 0.98 = 8.53 \ \ m.t/m`$$

وأقصـــى قـــوة قاصة عند قطاع يبعد مسافة ١,٠٥ متر من حافة القدم (القطاع الحرج)

$$\therefore \quad Q_{max} = \frac{(12.89 + 11.39)}{2} \times 1.05 - 1.25 \times 1.05$$

$$= 19.51 - 1.31 = 18.2 \ \ t/m`$$

وأيضاً يتم إيجاد كلاً من (d_m) ، (d_{sh}).

$$\therefore \quad d_m = 0.281 \sqrt{\frac{8.53 \times 10^5}{100}} = 39.26 \ \ cm$$

$$، \quad d_{sh} = \frac{18.2 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 34.87 \ \ cm$$

$$\therefore \quad \text{take} \quad t = t \text{ as given} = 50 \text{ cm} \longrightarrow d_{act} = 45 \text{ cm}$$

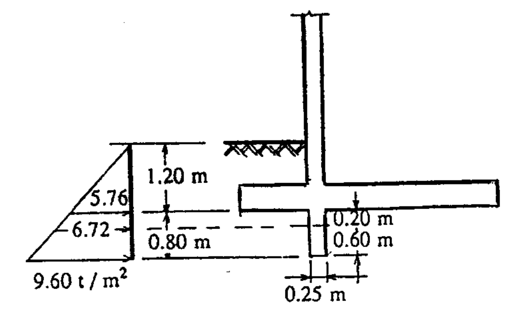
$$\therefore \quad A_s = \frac{8.53 \times 10^5}{1280 \times 45} = 14.81 \ \ cm^2/m` \longrightarrow \underline{8 \phi 16} /m`$$

وهـــذا الحديد يوضع على السطح السفلى للقدم المعرض إلى شد مع حديد ثانوى يعادل ٢٥% منه بحد أدنى ٥ ϕ ١٣ /مَ توضع على السطح العلوى للقدم.

هـــذا ويجب وضع حديد طولى لمجابهة الانكماش ودرجة الحرارة يعادل ٠,٢% من مساحة القطاع الخرسانى وبحد أدنى ٥ ϕ ١٠ /مَ.

٧- *تصميم الضفر (Design of Key):*

يبين الشكل (١٣-٥١) الضفر الذى تم اختياره بطول ٨٠ سم وسمك ٢٥ سم والمعرض إلى الضغط السلبى للتربة من الأمام وهو عبارة عن كابولى مثبت فى القاعدة.



شكل (١٣-٥١) تصميم الضفر

أقصـــى عـــزم انحـــناء وأقصى قوة قاصة عند القطاعات الحرجة يمكن حسابها كالآتى :

$$M_{max} = \left[\frac{5.76 \times 0.8}{2} \times \frac{1}{3} \times 0.8 + \frac{9.6 \times 0.8}{2} \times \frac{2}{3} \times 0.8\right] = 2.66 \ \ t.m/m`$$

$$Q_{max} = \left(\frac{0.72 + 9.6}{2}\right) \times 0.6 = 4.89 \ \ t/m`$$ ،

وعليه فإن :

$$d_m = 0.281\sqrt{\frac{2.66 \times 10^5}{100}} = 14.5 \ \ cm$$

$$d_{sh} = \frac{4.89 \times 10^3}{0.87 \times 100 \times 6} = 9.37 \ \ cm$$ ،

وحيث أن $d = 22 \ \ cm$ إذن

take $t = 25$ cm as assumed

$$A_s = \frac{2.66 \times 10^5}{1280 \times 22} = 9.45 \ \ cm^2/m`$$ ،

$$A_{s\,min} = \frac{0.25 \times 100 \times 25}{100} = 6.25 \ \ cm^2/m`$$

take $A_s = 9.45 \ \ cm^2 \longrightarrow 5 \phi 16 /m`$

وعلـــيه يـــتم امتداد ما قيمته ٥ ϕ ١٦ /مَ من الحديد الرئيسى لجذع الحائط إلى أسفل داخل الضفر.

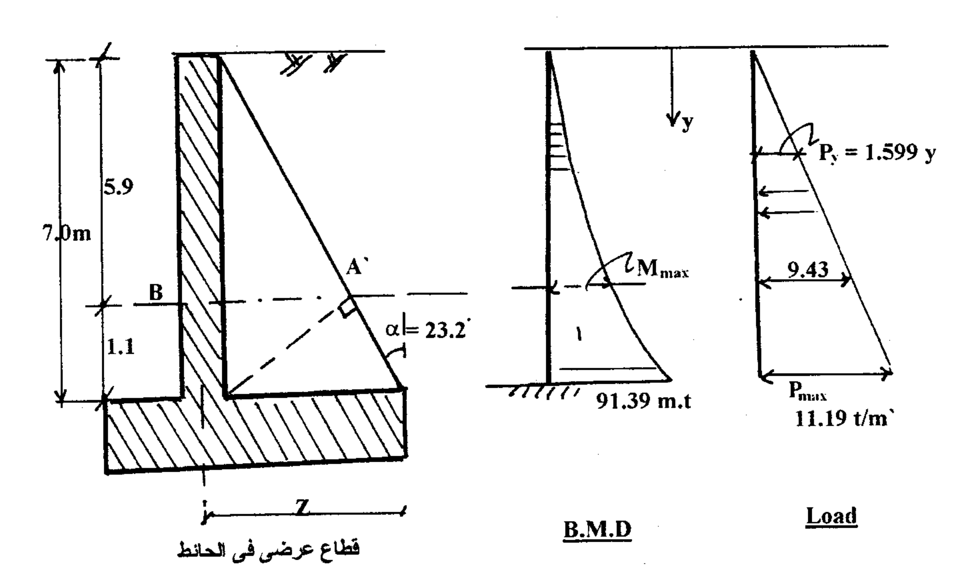
٨- تصميم الدعامات (Design of Counter forts):

يبين الشكل (١٣-٥٢) الضغط الواقع على الدعامة عند أى مسافة تبعد (y) من قيمة الدعامة وهو يساوى قيمة الضغط الواقع على بلاطة الحائط عند نفس النقطة مضروباً فى المسافة بين الدعامات من المحور إلى المحور (S).

i.e. $P_y = (0.533\ y) \times (S) = 0.533\ y \times 3 = 1.599 \times y \ \ (t/m`)$

وتوزيعه على شكل مثلث وأكبر قيمة للضغط على الدعامة هى عند y = 7.0 ms.

i.e. $P_{max} = 1.599 \times 7 = 11.19 \ \ t/m`$



شكل (١٣-٥٢)

وعليه فإن أقصى عزم انحناء يعادل :

$$M_{max} = \frac{11.19 \times 7}{2} \times \frac{7}{3} = 91.39 \ \ m.t$$

$$\therefore \quad d_{coun} = 0.281 \sqrt{\frac{91.39 \times 10^5}{30}} = 155 \ \ cm \ < \ Z \ \ (3.125\,m)$$

take d = given 3.125 m

$$\therefore \quad 312.5 = k_1 \sqrt{\frac{91.39 \times 10^5}{30}} \longrightarrow k_1 = 0.566 \ \longrightarrow \ \alpha = 0$$

$$\longrightarrow k_2 = 1300$$

$$\therefore \quad A_s = \frac{91.39\times10^5}{1300\times d_{co}\times\cos\alpha} = \frac{91.39\times10^5}{1300\times312.5\times\cos 23.2}$$

$$= 24.48\ \ cm^2\ /\ b = 30\ cm$$

$$، \quad A_{s\,min} = \frac{0.25}{100}\times30\times312.5 = 23.43\ \ cm^2$$

$\therefore$ take $A_s = 24.48\ \ cm^2 \longrightarrow$ <u>9 ϕ 19</u> mm

ويتم تقليلها على كامل ارتفاع الدعامة نظراً لنقص عزم الانحناء.

- يتم التحقق من الإجهادات الخاصة بالقوة القاصة عند القطاع الحرج وهو القطـــاع (B A\`) وعمقه من الشكل (١٣-٥٢) يعادل ٢,٦٠ متر فإن قيمة أقصى إجهاد قص (Q_{max}) تعادل :

$$Q_{max} = \frac{7.43\times5.9}{2} = 27.82\ \ (t)$$

$$\because \quad q_{max} = \frac{Q_{max}}{0.87\,b\,d} - \frac{M\,at\,Q_{max}}{0.87\,b\,d^2}\tan\alpha$$

$$، \because \quad M_{at\,Q_{max}} = \frac{9.43\times5.9}{2}\times\frac{5.9}{3} = 54.71\ \ m.t$$

$$\tan\alpha = \tan\ 23.2\ = 0.429$$

$$\therefore \quad q_{max} = \frac{27.82\times10^3}{0.87\times30\times260} - \frac{54.71\times10^5}{0.87\times30\times(260)^2}\times0.429$$

$$= 4.1 - 0.13 = 3.97\ \ kg/cm^2\ <\ q_1\ \ (6\ \ kg/cm^2)$$

o.k (safe)

٩- <u>حديد الرباط الأفقي والرأسي للدعامة:</u>

<u>*(Horizontal & Vertical Anchorage Reinft):*</u>

هذا الحديد يستخدم لربط ومنع تمزيق وانسلاخ الدعامة من كل من الحائط والقـــاعدة وعلـــيه فإن قوة الشد الأفقية الواقعة على الدعامة وهى قيمة رد فعل بلاطة الجذع تعادل :

$$T_h = w_w\ (S - b_{count})$$

$$= 3.73\ (3 - 0.30) = 10.071\ \ t/m\text{\`{}}\ \ (Ten)$$

$\therefore \quad A_{sh} = \dfrac{T_h}{f_s} = \dfrac{10.071}{1.4} = 7.19\ \ cm^2 \longrightarrow$ <u>6 ϕ 13</u> /m\`

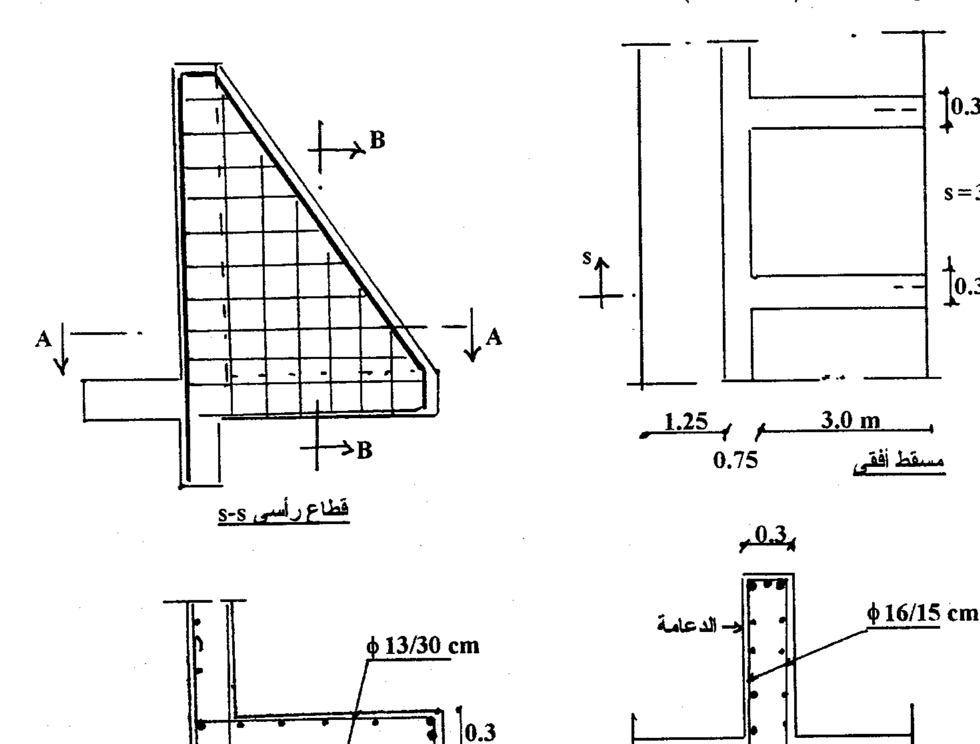
وبالمـــثل فـــإن قوة الشد الرأسية الواقعة على الدعامة وهى قيمة رد فعل بلاطة الكعب تعادل :

$$T_v = w_{wheel} (S - b_{coun}) = 12.45\ (3 - 0.3) = 33.62 \ \ t/m`$$

$$\therefore \quad A_{sv} = \frac{T_v}{f_s} = \frac{33.62}{1.4} = 24 \ \ cm^2/m` \longrightarrow 12\ \phi\ 16\ /m`$$

ملحوظة:

يتم وضع الحديد الأفقى فى صورة كانات بفرعين تلف حول الحديد الرأسى لجـذع الحائط بواقع ϕ ١٣ كل ٣٠ سم من الجانبين وعلى كامل ارتفاع الحائط، وأيضـاً يتم وضع الحديد الرأسى فى صورة كانات بفرعين تلف حول حديد الكعب الرئيســى الأفقى بواقع ϕ ١٦ كل ١٥ سم من الجانبين وكما هو مبين بالكروكى التالى - شكل (١٣-٥٣).



شكل (١٣-٥٣) تفاصيل حديد الرباط الأفقى والرأسى للدعائم

فواصل الحوائط الساندة:

Joints for Retaining Walls:

هناك ثلاثة أنواع من الفواصل يتم عملها فى الحوائط الساندة نظراً لطبيعة الحائط الممتد لمسافات قد تصل إلى مئات الأمتار وهى :

١- فواصل الإنشاء أو التشييد *(Construction Joints)*:

- وهذا النوع من الفواصل يتم عمله بين الصبات المتتابعة للخرسانة (Sucessive Pours) سواء أكانت هذه الصبات رأسية أو أفقية. وقد تعمل هذه الفواصل أحياناً علــى هيئة مفتاح (key) لنقل القوة القاصة عبر وخلال هذه الوصلة. وعلى أية حــال يوصى بالاكتفاء بتنظيف الخرسانة المتصلة وكذلك أسياخ الحديد ثم صنفرة الحديد وتخشين الأسطح قبل الصب.
- هــذا ويجب تجنب عمل وصلات التشييد قرب الشدادات أو الساندات للحوائط ذات الأعصــاب ولكــن يفضــل عمــل تلك الوصلات عند منتصف البحر بين الدعائم (الأعصاب) حيث يكون القص مساوى للصفر.

٢- فواصل الانكماش *(Contraction Joints)*:

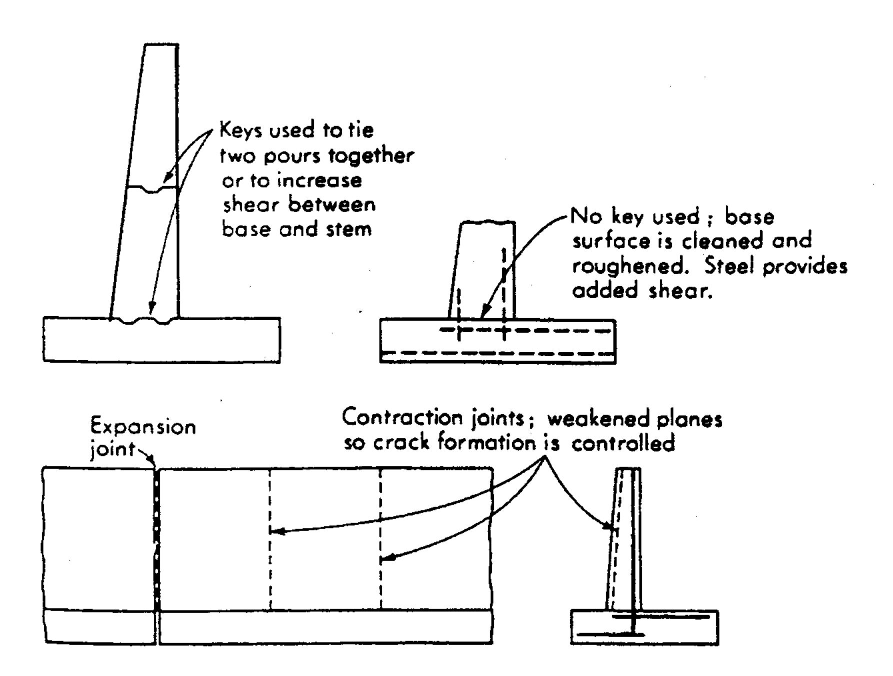
يــتم تنفــيذ تلــك الفواصل فى الحوائط الكابولية فقط وذلك رأسياً على مسافات تتراوح ما بين ٦,٠٠ - ٨,٠٠ متر ويتم عملها بإضعاف القطاع (بعمل حز رأسى ليقلل من القطاع الرأسى) مع مد الحديد خلال الفواصل فإذا ما حدث انكماش وبدأ الشرخ فإنه يتكون خلال تلك الفواصل على صورة خط رأسى مستقيم بدلاً من تكون شروخ انكماش عشــوائية تشــوه الحــائط ويكون الحديد الممتد خلال الوصلة مشحماً أو ملفوف بورق مشــمع لكن ينعدم التماسك بينه وبين الخرسانة فيتم تحرك الخرسانة بحرية بالانكماش، هــذا والغرض من مد طرف الحديد خلال الفاصل هو المحافظة على انتظام التسليح فى الحائط.

٣- فواصل التمدد *(Expansion Joints)*:

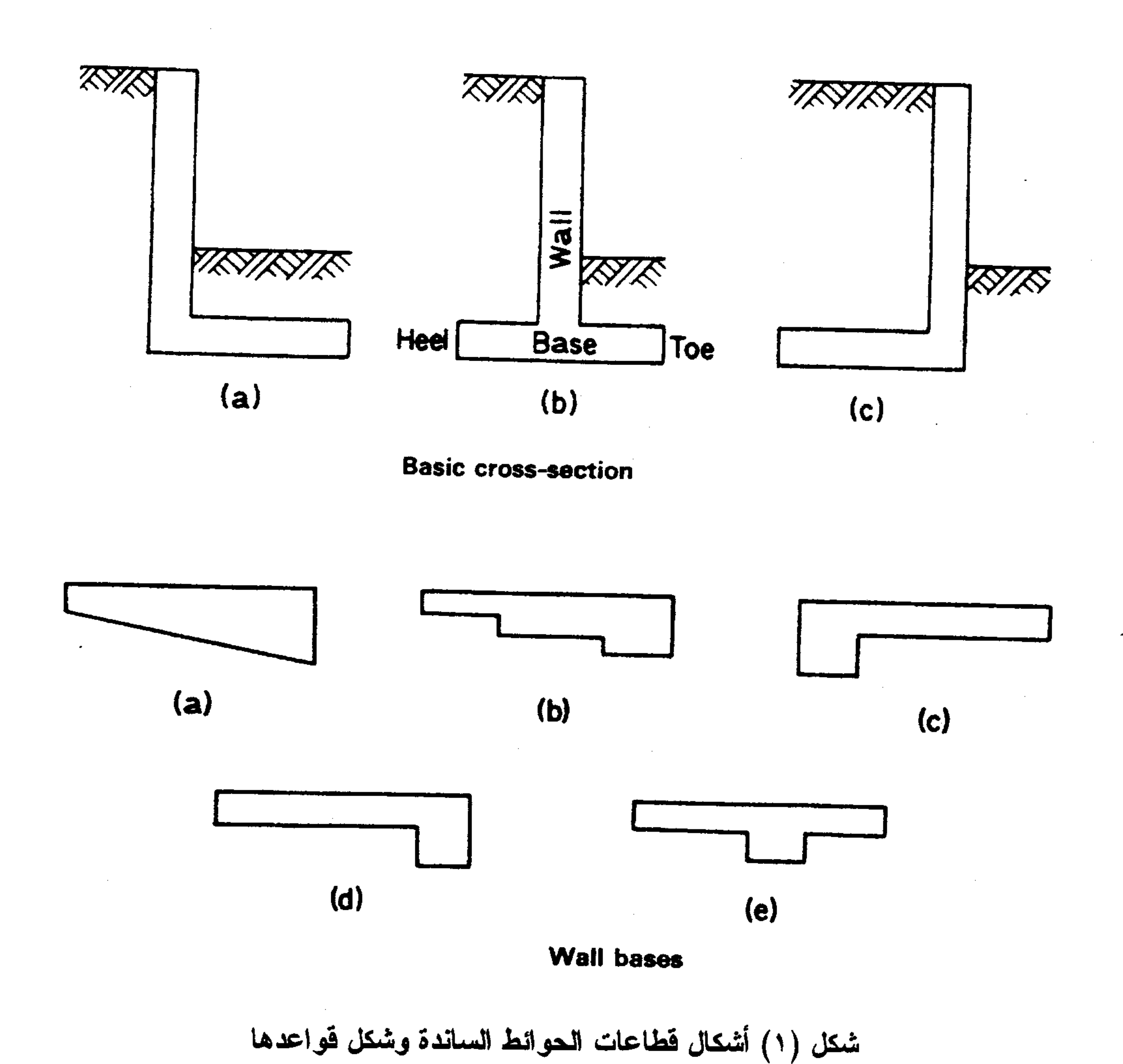
وفــى هــذا الفاصل يتم فصل الحائط تماماً مع ملئ الفاصل بالبيتومين أو الفلين لمــنع تســرب التربة من هذا الفاصل وفى نفس الوقت السماح بإتمام التمدد. هذا وينفذ

فاصـــل التمدد كل ٢٥ - ٣٠ متر مع عمل دعامتين أو عصبتين أو سنادتين عند فاصل الـــتمدد فـــى حالـــة ما إذا كان الحائط الساند من النوع ذو الدعامات أو الساندات. هذا وتجـــدر الإشـــارة إلـــى أنـــه يتم مد فاصل التمدد إلى قاعدة الحائط بينما لا يمد فاصل الانكماش إلى القاعدة.

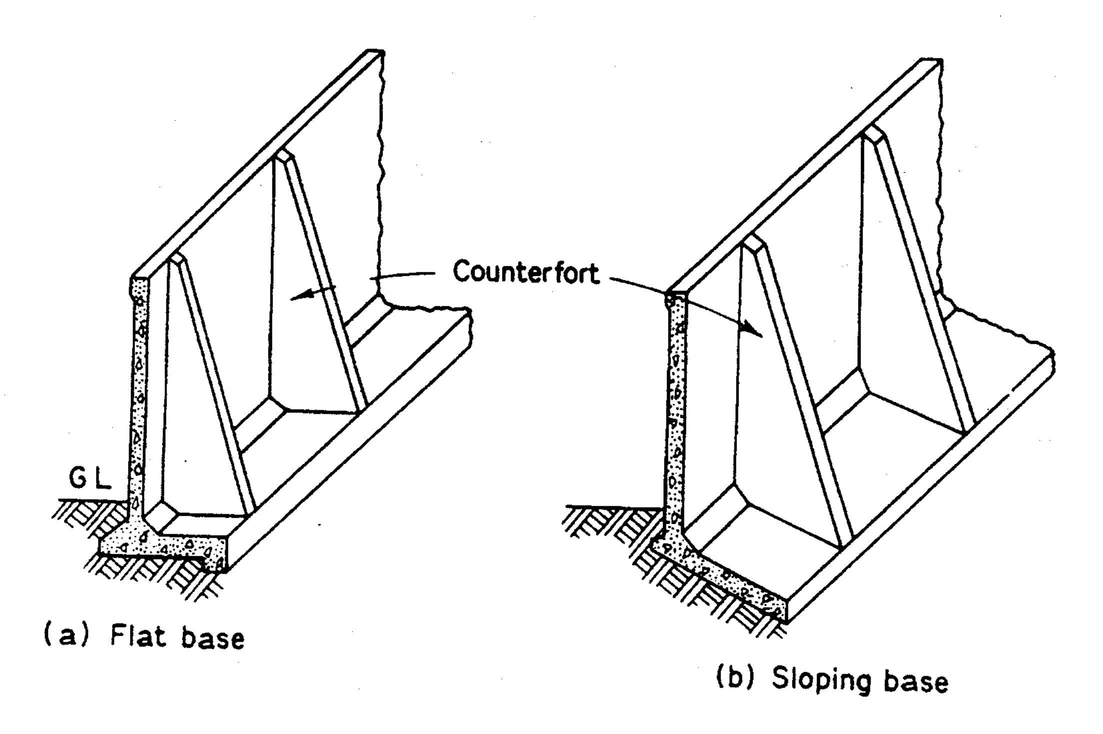
ويوضـــح الشكل (١٣-٥٤) فواصل الحركة السائدة للحائط الكابولى مع ملاحظة أن فاصل الانكماش قد تم بعمل حز فى وجه الكابولى حيث لا يوجد حديد تسليح رئيسى فى وجه الحائط.



شكل (١٣-٥٤) فواصل الحوائط الساندة

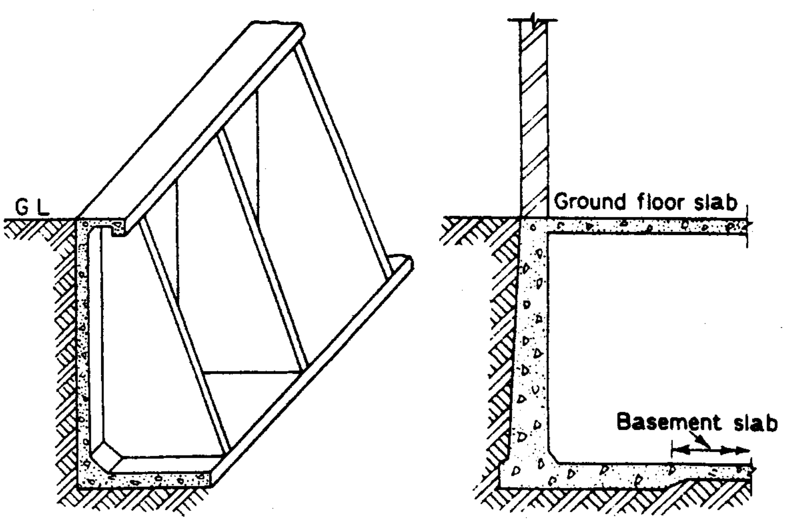


شكل (١) أشكال قطاعات الحوائط الساندة وشكل قواعدها

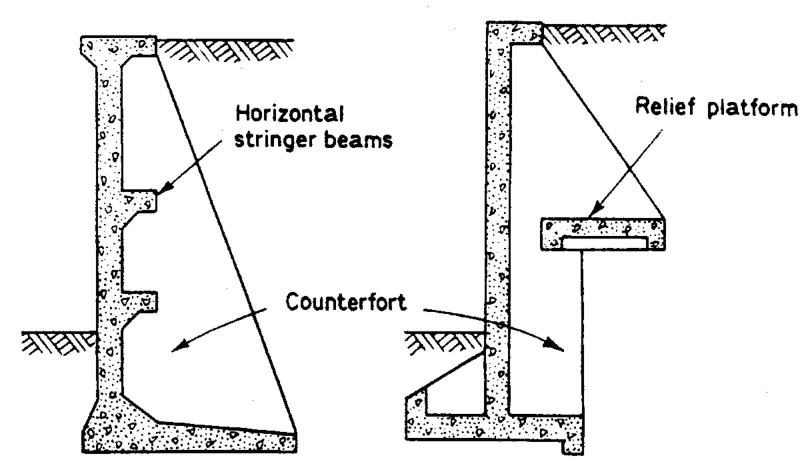


شكل (٢) شكل الحوائط الساندة ذات الدعامات

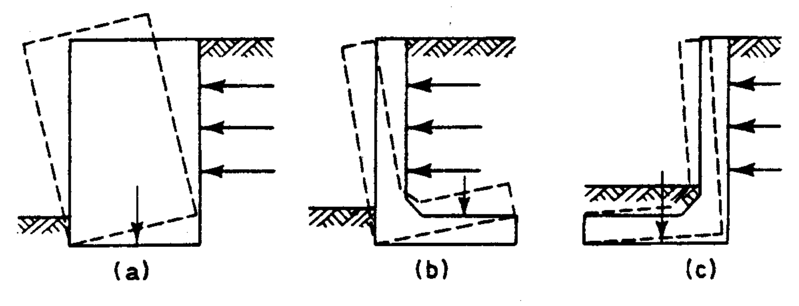
REINFORCED CONCRETE DETAILING



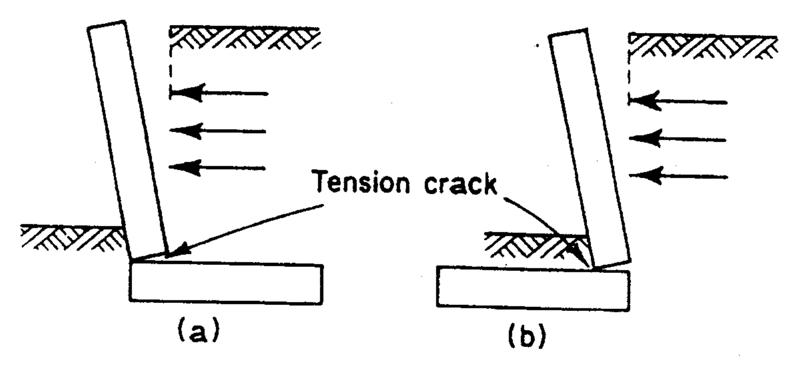
Buttress wall الحوائط ذات الساندات   **Basement wall** حوائط البدرومات



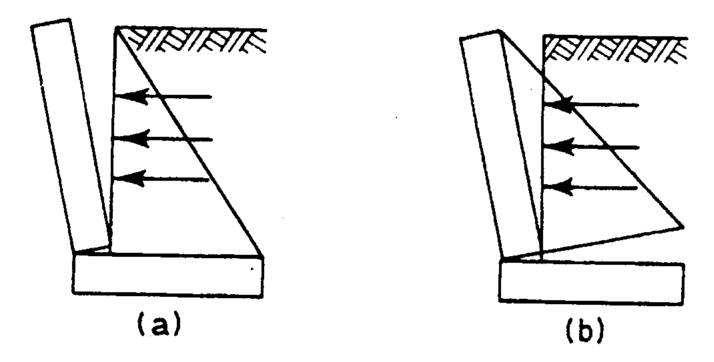
High counterfort walls الحوائط الساندة ذات الدعامات العالية



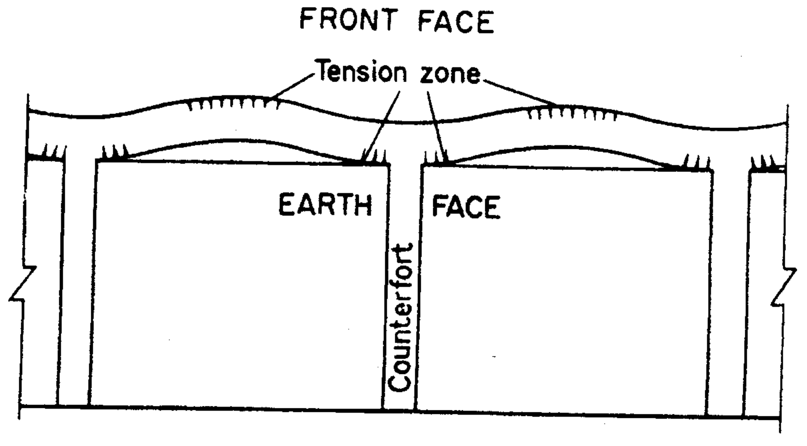
Stability اتزان الحوائط الساندة ذات الدعامات



Failure of cantilever walls انهيار الحوائط الكابولية



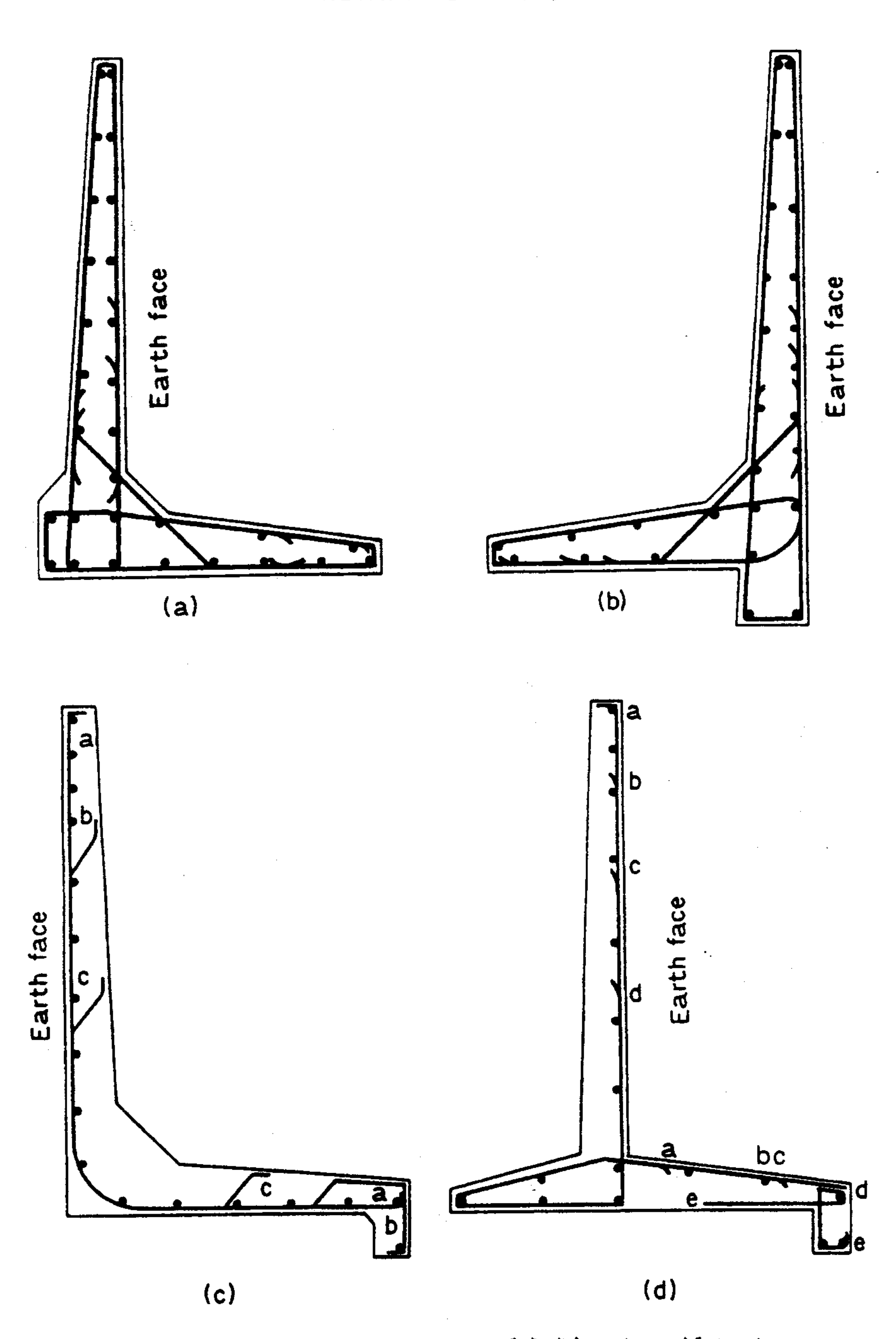
Failure of counterfort walls انهيار الحوائط ذات الدعامات



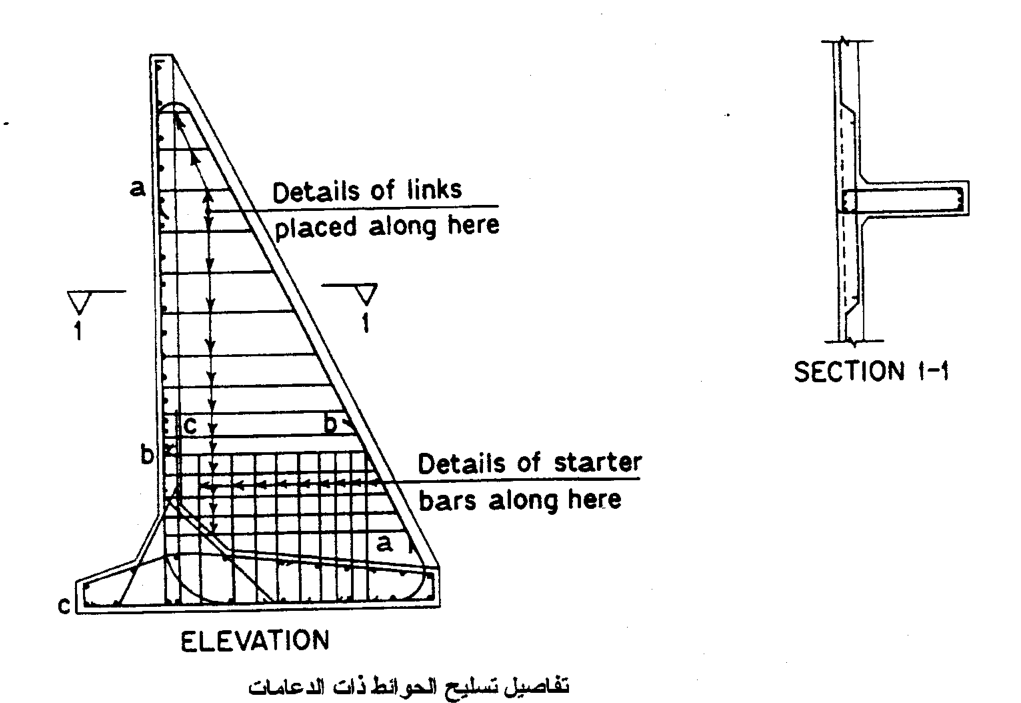
Plan of counterfort wall under load

مسقط أفقى للحوائط الساندة ذات الدعامات تحت تأثير الأحمال والضغوط الواقعة عليها

RETAINING WALLS



Details of wall cross-sections بعض تفاصيل قطاعات الحوائط السائدة



تفاصيل تسليح الحوائط ذات الدعامات

Graded filter drain
running full length
of wall

75 to 150 mm diam.
weep hole

300 to
600 mm

طريقة الصرف خلال الحوائط السائدة

المراجع
REFERENCES

1- Engineering Properties of Soils and Their Measurement: 2nd Ed.; by Boweles, J.E. 1978, McGraw-Hill Book Co., New York.

2- Foundations of Structures: by Dunham, C.W, 1962, NcGraw-Hill Book Co., New York.

3- Soil Mechanics and Foundations: by Parcher, J.V and Means R.E, 1974 Prentice-Hall of India Private Ltd., New Delhi.

4- Foundation Engineering: by Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. 1973, 2nd Ed., Wiley Eastern Ltd., New Delhi.

5- Analysis and Design of Foundation and Retaining Structures: by Prakash, S., Ranjan, G. and Saran, S., 1979, Sarita Prakashan Ed. New Delhi.

6- Soil Mechanics and Foundations: by Punmia, B.C. 1973, Standard Book House Delhi-6.

7- Construction & Foundation Engineering: by J. iha, s.k Sinha, 1981, khanna Publishers, Delhi 3rd Ed.

8- Foundation Design: by Abd El Rahman O. Hindi, Egypt.

9- Foundation Design: by Khalil Ibrahim Waked دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع القاهرة.

10- Modern Design of Reinforced concrete, Part I and II: by El Dakhakhni, 1994, The Anglo Egyptian Bookshop, Cairo, Egypt.

11- Reinforced Concrete Structures: by Punmia, Standard Publishers Distributors Delhi-6.

١٢- المبادئ العلمية وأساسيات ميكانيكا التربة: أ.د/ عمرو رضوان - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع - ١٩٩٤. ج.م.ع.

١٣- الأساسات الجزء الأول والثانى: الدكتور أسامة مصطفى الشافعى - دار الراتب الجامعية بيروت.

١٤- استطلاع الموقع وأبحاث التربة والأساسات: المهندس الاستشارى محمد ماجد خلوصى - الطبعة الخامسة ١٩٩١ - مطبعة النهضة العربية - ج.م.ع.

١٥- ميكانـيكا الـتربة: أ.د/ السيد عبد الفتاح القصبي - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ١٩٩٣ - ج.م.ع.
١٦- هندسـة الأساسات - تصميم وتنفيذ الأساسات السطحية: أ.د/ السيد عبد الفتاح القصبى - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ١٩٩٧ ج.م.ع.
١٧- هندسـة الأساسات - تصميم وتنفيذ الأساسات العميقة والخاصة أ.د/ السيد عبد الفتاح القصبى - دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ٢٠٠٢ ج.م.ع.
١٨- الكـود المصـرى لميكانـيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات ١٩٩١ - اللجنة الدائمة لإعداد الكود المصرى لميكانيكا التربة والأساسات - ج.م.ع.
١٩- ميكانـيكا الـتربة وهندسـة الأساسات: أ.د/ فهيم حسين ثاقب ١٩٦٣ - سلسلة الكتب الدراسية رقم ٣٥ - الجزء الثانى - الهيئة العامة لشئون المطابع الأميرية القاهرة.
٢٠- الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية: إصدار ٢٠٠١ دار الكتب المصرية ٢٦٨ لسنة ٢٠٠١ مطابع دار أخبار اليوم.
٢١- سلسلة دليل المهندس الإنشائى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية للمؤلف.